ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN


Digitized by Google

REESE LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY OF CALIFORNIA
Received Oct. 1891
Accessions No. 45263 Shelf No.

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN.

HERAUSGEGEBEN

IM

MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN.

REDACTIONS-COMMISSION:

H. HERRMANN, FR. HITZIG, J. W. SCHWEDLER, O. BAENSCH, H. OBERBECK,

OBERBAUDIRECTOR. GEH. REGIERUNGSRATH. GEH. OBERBAURATH. GEH. OBERBAURATH. GEH. OBERBAURATH.

REDACTEUR:

F. ENDELL,

REGIERUNGS- UND BAURATH IM MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN.

JAHRGANG XXXI.

MIT LXXX KUPFERTAFELN IN FOLIO UND QUART UND VIELEN IN DEN TEXT EINGEDRUCKTEN HOLZSCHNITTEN.



REESE LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA.

BERLIN 1881.

VERLAG VON ERNST & KORN.

(GROPIUS'SCHE BUCH- UND KUNSTHANDLUNG.)

Digitized by Google

Digitized by Google


REESE LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA

JAHRGANG XXXI. **1881.** HEFT I BIS III.

Amtliche Bekanntmachungen.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 16. August 1880, einen vermeinten Widerspruch in Bezug auf die in den Erlassen vom 20. Juni und 24. Juni d. Js. enthaltenen Vorschriften über freihändige Vergebung von Arbeiten und Lieferungen betreffend.

Zwischen den Bestimmungen des Erlasses vom 20. Juni d. J. und den mittelst Erlasses vom 24. Juni d. J. mitgetheilten Allgemeinen Bestimmungen Art. 1 besteht, wie ich der Königlichen Regierung auf den Bericht vom 7. d. M. erwidere, ein Widerspruch in Bezug auf die Vorschriften über freihändige Vergebung nicht. Denn in dem ersteren Erlafs wird lediglich bestimmt, welche Behörde zur freihändigen Vergebung berechtigt sein soll, während die allgemeinen Bedingungen diejenigen Fälle präcisiren, in welchen überhaupt, gleichviel von welcher Stelle aus, eine freihändige Vergebung angeordnet werden kann. In letzterer Hinsicht kommt in Betracht, dafs die dort angegebenen drei Voraussetzungen für freihändige Vergebung nicht cumulativ, sondern alternativ zu verstehen sind, so dafs also in Eilfällen und bei Leistungen und Lieferungen, deren Ausführung besondere Kunstfertigkeit bedarf, die freihändige Vergebung auch dann stattfinden darf, wenn die Kosten 500 ℳ sehr erheblich übersteigen.

Hieraus ergiebt sich, dafs die Localbaubeamten in den Fällen ad 2 der Allgemeinen Bedingungen stets, in den Fällen ad 1 und 3 aber nur dann zuständig sein werden, wenn die Kosten den Betrag von 1000 ℳ nicht erreichen, während die Regierung in den Fällen ad 2 niemals, in den Fällen ad 1 und 3 aber nur dann in die Lage kommt, um ihre Genehmigung angegangen zu werden, wenn die Kosten den Betrag von 1000 ℳ übersteigen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage. gez. Schultz.

An die Königliche Regierung zu Potsdam, sowie Abschrift an sämmtliche Regierungen (mit Ausnahme derjenigen zu Potsdam) und Landdrosteien (mit Ausnahme derjenigen zu Stade), und an die Königliche Ministerial-Baucommission hier; ferner Abschrift zur Kenntnifsnahme an die Herren Ober-Präsidenten zu Magdeburg, Coblenz u. Breslau.

Circular-Verfügung d. d. Berlin, den 20. October 1880, das Abrechnungsverfahren bei öffentlichen Bauausführungen betreffend, bei denen es nach den bestehenden Vorschriften der Aufstellung balançirender Kosten-Revisions-Nachweisungen bedarf.

Nachdem das bei den Submissionen zu beobachtende Verfahren durch die Feststellung allgemeiner, demselben zum Grunde zu legender Bedingungen mittelst Circular-Verfügung vom 24. Juni d. Js. meinerseits neu geregelt worden ist, erscheint es nothwendig, im Anschlusse hieran eine Vereinfachung des Abrechnungs-Verfahrens bei der Ausführung öffentlicher Bauten in denjenigen Fällen eintreten zu lassen, für welche es nach den bestehenden Vorschriften der Aufstellung balançirender Kosten-Revisions-Nachweisungen bedarf.

Bisher hatte die Anfertigung derartiger, mit einem erheblichen Aufwande mechanischen Schreibwerks verbundener Nachweisungen in der Regel dann stattzufinden, wenn

1) ein Bau vor erfolgter Superrevision des Kostenanschlags zur Ausführung gelangt war,

2) bei der Ausführung eines Baues wesentliche, einer besonderen Rechtfertigung bedürfende Abweichungen von dem genehmigten Bauplane hinsichtlich der Einrichtung und Construction vorgenommen waren, und

3) der Anschlag durch besondere Umstände, als Erhöhung der Preise, gröfsere Ausdehnung des Baues oder nachträgliche Bewilligung nicht veranschlagter Gegenstände überschritten war.

Unter Aufhebung der hierauf bezüglichen Circular-Erlasse vom 26. November 1820 und vom 27. September 1822, sowie der betreffenden späteren Verfügungen bestimme ich hiermit, dafs zur Vereinfachung des Abrechnungs-Verfahrens in den vorbezeichneten Fällen an Stelle der balançirenden Revisions-Nachweisungen für die Folge nur eine nach den Anschlags-Titeln geordnete und auf die zugehörigen Rechnungsbeläge Bezug nehmende Zusammenstellung der entstandenen Kosten beizubringen ist, in welcher titelweise die vorgekommenen einzelnen Mehrausgaben und Abweichungen ersichtlich und speciell begründet werden. Dieser Kosten-Zusammenstellung ist sodann ein ausführlicher Erläuterungs-Bericht (Revisions-Protocoll) beizufügen, in welchem die Entstehung und der Umfang der Anschlagsüberschreitung, sowie die etwaigen Abweichungen von dem Bauprojecte in allen wesentlichen Punkten übersichtlich dargelegt und gehörig erörtert werden.

Nach vorstehenden Andeutungen ist auch die Abrechnung solcher Bauten zu bewerkstelligen, welche ausnahmsweise ohne Zugrundelegung eines besonderen Kostenanschlags zur Ausführung gelangt sind.

Die Königliche Regierung beauftrage ich, die Ihr unterstellten Baubeamten mit entsprechender Anweisung zu versehen. Ueber die formelle Behandlung derartiger Abrechnungen wird ein fingirtes Schema zur Kenntnifsnahme und Nachachtung beigefügt.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

gez. Maybach.

An sämmtliche Königliche Regierungen u. Landdrosteien, sowie an die Königliche Ministerial-Bau-Commission u. das Königliche Polizei-Präsidium hierselbst.

Digitized by Google

I. Revisions-Protocoll zur Abrechnung der Kosten, betreffend den Bau eines Geschäftshauses für das Landgericht in N. N.

Der nebenbezeichnete Bau ist nach Maafsgabe des superrevidirten Projects und Kostenanschlags vom 6. Mai 1876 in Folge des Ministerial-Erlasses vom 15. September 1877 zur Ausführung gebracht worden.

Mit Rücksicht auf die vorgeschrittene Jahreszeit erschien es nicht rathsam, den Bau noch im Jahre 1877 in Angriff zu nehmen. Es wurde vielmehr erst im Frühjahr 1878 mit der Bauausführung begonnen und dieselbe so gefördert, dafs im October desselben Jahres noch das Dach aufgebracht werden konnte. Verspätete Anlieferung der Verblendsteine sowie der sehr frühzeitige Eintritt des Winters machten es aber unmöglich, mit der vorgesehenen nachträglichen Verblendung der Frontwände noch im Jahre 1878 zu beginnen, und dieselbe im nächsten Frühjahr so zu beschleunigen, dafs der innere Ausbau, wie im Anschlage angenommen war, bis zum 1. October 1879 vollendet werden konnte. Vielmehr liefs sich die Fertigstellung sowie die Uebergabe des Gebäudes an die Gerichtsbehörde erst am 1. Juni 1880 ermöglichen.

Die Ausführung des Baues erfolgte unter Oberleitung des Unterzeichneten durch den Regierungs-Baumeister N. N. in der Weise, dafs nach Vollendung der wesentlichsten Detailzeichnungen die einzelnen Leistungen resp. Lieferungen an geeignete Unternehmer vergeben wurden. Das öffentliche Ausschreibungs-Verfahren ist jedoch mit Genehmigung der Königlichen Regierung nur für die Beschaffung der Hauptmaterialien, — Mauersteine, Kalk, Cement, Sand etc. — zur Anwendung gelangt, während für die meisten übrigen Leistungen und Lieferungen mit Ausschlufs der Oeffentlichkeit eine engere Bewerbung ausgeschrieben wurde, welche unter den am Orte bestehenden Verhältnissen allein für die Gewinnung tüchtiger und zuverlässiger Unternehmer die wünschenswerthe Garantie bot. Einige wenige Arbeiten wurden in Folge der Geringfügigkeit des Objects oder weil bei Einleitung einer Ausschreibung auf genügende Concurrenz nicht zu rechnen war, oder endlich die Ausführung eine besondere Kunstfertigkeit erforderte, aus freier Hand an bekannte, zuverlässige Unternehmer vergeben. Einige Arbeiten, deren Umfang sich vorher nicht übersehen liefs, namentlich der Abbruch der auf dem Bauplatze vorhandenen Baulichkeiten mufsten in Tagelohn ausgeführt werden.

Im Allgemeinen ist der Bau nach Maafsgabe des genehmigten Projects und Anschlags ausgeführt worden; indessen sind einzelne Abweichungen nicht zu umgehen gewesen, welche theils durch im Laufe des Baues sich als nothwendig erweisende constructive Aenderungen, theils durch nachträglich seitens der Gerichtsbehörde, besonders hinsichtlich der inneren Einrichtung, gemachte Anforderungen herbeigeführt wurden.

Diese Aenderungen sowie der Umstand, dafs ein Theil der Leistungen resp. Lieferungen durch eingetretene Preissteigerung gröfsere Kosten, als im Anschlage vorgesehen, verursacht hat, haben eine Ueberschreitung des Kostenanschlags um 5437 ℳ zur Folge gehabt.

Im Nachstehenden sind die bei den einzelnen Titeln eingetretenen Abweichungen und Aenderungen des Projects sowie die Gründe für die Ueberschreitung der Anschlagssummen resp. für die bei einzelnen Positionen erzielten erheblichen Ersparnisse im Allgemeinen erläutert worden, während die specielle Motivirung in der sub II folgenden titelweisen Zusammenstellung der Kosten gegeben ist. Die in dem Project vorgenommenen Aenderungen sind auf den superrevidirten Zeichnungen angefügten Klappen und einigen neu hergestellten Blättern erkenntlich gemacht, sowie in den den Belägen beigehefteten Abrechnungen, welche nach Maafsgabe des Anschlags in Massen- und Kostenberechnung getrennt sind, erläutert.

Tit. I. Erdarbeiten.

Die nach Abbruch der alten Baulichkeiten vorgenommenen sorgfältigen Bodenuntersuchungen ergaben, dafs der gute Baugrund an einzelnen Stellen erheblich tiefer lag, als im Anschlag nach den seiner Zeit nur in beschränktem Maafse angestellten ersten Untersuchungen angenommen werden konnte. Dadurch ist nicht nur eine erhebliche Vermehrung des Bankett-Mauerwerks bedingt worden, sondern es hat auch dem Unternehmer der Erdarbeiten in Folge der gröfseren Tiefe der Ausschachtung eine entsprechende Zulage bewilligt werden müssen. Die Beseitigung des im Frühjahr besonders hohen Grundwassers verursachte aufserdem gleichfalls nicht geringe Mehrkosten, zumal da das Wasserschöpfen und die Bedienung der Pumpen in Tagelohn ausgeführt werden mufste.

Tit. III. Maurerarbeiten und Material.

Die bei der Ausschreibung erzielten Preise entsprechen im Allgemeinen denjenigen des Anschlags; nur die Verblendsteine und Terracotten haben in Folge von Ueberbürdung der in Frage kommenden Fabriken mit Aufträgen nicht unerheblich höhere Preise erfordert.

Die Gestaltung der Grundrisse ist auf den höheren Orts genehmigten Antrag des Landgerichts-Präsidenten in einigen Punkten nach Maafsgabe der neugefertigten Zeichnungen geändert worden. Die Masse des Mauerwerks ist dadurch gegen den Anschlag etwas gröfser geworden, wie in der Abrechnung des Unternehmers Lehmgräbner speciell nachgewiesen ist. Nachdem der Bau bereits ziemlich weit vorgeschritten war, mufsten behufs Herstellung bequemerer Verbindungen zwischen einigen Geschäftsräumen noch die in den Grundrissen mit X bezeichneten drei Thüren nachträglich angelegt werden. Letztere Arbeiten sowie einige andere im Anschlage nicht vorgesehene von geringem Umfange wurden in Tagelohn ausgeführt.

An Stelle der für einige Corridortheile veranschlagten Dielung ist auf besonderen Antrag nachträglich die Belegung mit Fliesen laut der dem bezüglichen Belage beigehefteten Verfügung der Königlichen Regierung vom 4. Januar 1879 genehmigt worden.

Tit. V. Zimmerarbeiten und Material.

Bei diesem Titel ist gegen den Anschlag eine nicht unerhebliche Ersparnifs erzielt worden, welche theils durch niedrige contractliche Preise, theils durch den Fortfall der eben erwähnten Dielung sowie der im Kellergeschofs veranschlagten, seitens der Gerichtsbehörde aber für entbehrlich erachteten Lattenverschläge herbeigeführt worden.

Digitized by Google

Tit. VI. Dachdeckerarbeiten.

Bei dem Mangel an tüchtigen Schieferdeckern wurde dem anerkannt leistungsfähigen Unternehmer N. in Z., welcher sich bereit erklärte, die betreffenden Arbeiten zum Anschlagspreise auszuführen, die Eindeckung der Dächer mit bestem deutschen Schiefer durch Contract vom 7. Juli 1878 freihändig übertragen. Die Ueberschreitung der Anschlagssumme wurde durch die nachträglich für nothwendig erachtete und durch die dem bezüglichen Belage beigeheftete Verfügung der Königlichen Regierung vom 17. September 1878 genehmigte Anlage von Schneefängen veranlafst, für deren Herstellung der angesetzte Preis vorher vereinbart worden ist.

Tit. IX. Schmiedearbeiten.

In Folge eines Rechenfehlers war das Gewicht der Maueranker im Anschlage zu niedrig angesetzt, und entstand dadurch ein nicht unerheblicher Mehrverbrauch an Eisen. Eine Ueberschreitung des Titels ist indessen nicht eingetreten, da die Vergitterung der nach dem Hofe gelegenen Kellerfenster als nicht erforderlich fortgefallen ist.

Tit. XVIII. Bauführungskosten.

Durch die Verlängerung der Bauzeit um pp. 8 Monate wurden entsprechende Mehrausgaben für die Bauleitung nothwendig, auch erhöhten sich demgemäfs die Kosten der Anmiethung und Heizung des Baubüreaus.

Tit. XIX. Insgemein.

Das Pauschquantum für die hier vorgesehene Regulirung des Bürgersteiges und des Vorplatzes hat in Folge der mittlerweile von der Commune vorgenommenen Aenderung der Höhenlage der Strafse nicht ausgereicht; auch hat eine niedrige Einfriedigung des Vorplatzes durch ein eisernes Gitter auf Verlangen der städtischen Behörden ausgeführt werden müssen. Die hierdurch entstandenen Mehrkosten sind indessen durch Ersparnisse an den für Aufräumung des Bauplatzes und Reinigung des Gebäudes sowie für unvorhergesehene Fälle ausgeworfenen Beträgen gedeckt worden.

Bei den übrigen Titeln sind irgend wesentliche Abweichungen vom Project und Anschlag nicht entstanden, abgesehen von denjenigen Aenderungen, welche durch die vorstehend aufgeführten Umgestaltungen (cfr. besonders Tit. III) bedingt wurden.

N. N. den 17. Juli 1880.

Der Kreis-Bauinspector.

II. Zusammenstellung der bei dem Neubau des Geschäftshauses für das Landgericht zu N. N. entstandenen Baukosten.

Nr. des Belages	Datum und Nummer des bezüglichen Vertrages	Gegenstand der Berechnung.	Anschlag ℳ	Anschlag ₰	Abrechnung ℳ	Abrechnung ₰
		Tit. I. Erdarbeiten.				
		Laut Anschlag stehen zur Verfügung	3300	—		
1	—	An O. Meyer für Lieferung zweier Pumpen			315	—
2	—	„ Liebermann Tagelohnsarbeiten beim Wasserschöpfen etc.			473	—
3	1. 14. 2. 1878 / 3. 3. 1878 und Nachtrag v. 15. 4. 1878	„ Liebermann für Erdarbeiten einschliefslich der für das nothwendig gewordene tiefere Ausschachten bewilligten Zulage laut besonderer Abrechnung			4527	50
		Die Motivirung der Ueberschreitung ad Belag 1, 2 und 3 ist bereits im Revisions-Protocoll enthalten.				
		Sa. Tit. I. Erdarbeiten	3300	—	5315	50
		Tit. II. Künstliche Befestigung des Baugrundes.				
		Vacat.				
		Tit. III. Maurerarbeiten.				
		a. Arbeitslohn.				
		Laut Anschlag stehen zur Verfügung	66500	—		
4	2. 22. 2. 78 / 5. 3. 78	An Lehmgraebner laut besonderer Abrechnung über die contractlich von ihm übernommenen Arbeiten ad pos. 3 — incl. 96 des Anschlags			67600	—
		ad pos. 3 der Abrechnung. Das Mehr an Bankett-Mauerwerk wurde durch die nothwendig gewordene tiefere Fundirung bedingt.				
		ad pos. 4, 5 und 6. Das Mehr an Mauerwerk ist durch die nachträglich vorgenommene Aenderung der Grundrifs-Disposition herbeigeführt. Aufserdem wurde es nothwendig, die eine Längswand des Schwurgerichtssaals und die entsprechenden darunter liegenden Wände mit Rücksicht auf die grofse Zahl der darin anzulegenden Ventilations- und Rauchrohre um ½ resp. 1 Stein zu verstärken.				
		ad pos. 18 der Abrechnung. Die Ventilationsrohre des Schwurgerichtsaals und des Zimmers für Geschworene mufsten nach Maafsgabe des für die Luftheizung aufgestellten speciellen Projects einen gröfseren Querschnitt erhalten, und mufste dem entsprechend dem Unternehmer der Maurerarbeiten für Herstellung derselben eine Zulage bewilligt werden.				
		ad pos. 34 und 38 der Abrechnung. Auf Verlangen des Unternehmers N., welcher die Ausführung der Luftheizung übernommen hatte, sind die Luftcanäle im Keller nicht, wie veranschlagt, mit Cementmörtel geputzt, sondern glatt gefugt worden. In Folge dessen ist pos. 34 ein Minus an Putz mit Cementmörtel, pos. 38 eine entsprechende Vermehrung des Fugenverstrichs eingetreten. etc. etc.				
		(In der vorstehend angedeuteten Art sind sämmtliche wesentliche Abweichungen der bezüglichen Abrechnung, gleichviel, ob Mehr- oder Minderkosten dadurch entstanden sind, zu motiviren.)				
		Uebertrag	66500	—	67600	—

Digitized by Google

Nr. des Belags	Datum und Nummer des bezüglichen Vertrages	Gegenstand der Berechnung.	Anschlag		Abrechnung	
			ℳ	₰	ℳ	₰
		Uebertrag	66500	—	67600	—
5	—	An Lehmgraebner Tagelohnsarbeiten für Veränderung von Thüren und Abbruch von Wänden			417	—
6	—	An Lehmgraebner Tagelohnsarbeiten für verschiedene kleinere im Anschlag nicht vorgesehene Ausführungen			773	—
		Die Motivirung ad Belag 5 und 6 ist im Revisions-Protocoll bereits enthalten.				
		Sa. Tit. IIIa Maurer-Arbeitslohn	66500	—	68790	—

Nach vorstehenden Andeutungen sind sämmtliche Titel zu behandeln.

Am Schlufs ist eine Gegenüberstellung der Schlufssummen der einzelnen Titel in vorschriftsmäfsiger Reihenfolge des Anschlags und der Abrechnung hinzuzufügen und die Gesammtkosten des Baues sowie die Ueberschreitung zu ermitteln. Der Kopf der Beläge ist nach anliegendem Schema zu gestalten.

Die Numerirung der Beläge ist erst bei Anfertigung der Zusammenstellung (II) vorzunehmen, und zwar sind die Beläge dem Gange der Zusammenstellung entsprechend zu heften und mit durchlaufenden Nummern zu versehen, welche in Spalte 1 der Zusammenstellung thunlichst in derselben Reihenfolge vorkommen müssen.

III. Belag Nr.

Neubau eines Geschäftshauses für das Landgericht zu N. N.

Kosten-Anschlag vom ten 18

Tit. Zahlungs-Manual Nr.

Pos. Contract Nr.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 30. October 1880, die Beachtung des Erlasses vom 28. Mai 1879 bei Aufstellung der Strafsen-Verzeichnisse betreffend.

Bei Aufstellung der Strafsen-Verzeichnisse, welche mit den revidirten Generalstabs-Karten (Bankreis-Mappen) im laufenden Jahre hierher eingereicht wurden, ist nicht überall nach der mit meinem Erlafs vom 28. Mai v. J. — III 8182 — gegebenen Anweisung verfahren, so dafs aus dem vorliegenden Material ein vollständiger Nachweis von allen im ganzen Staatsgebiet wirklich vorhandenen Strafsen nicht geführt werden kann.

Um diesen Zweck durch die zum Januar k. Js. bevorstehende Berichterstattung über diesen Gegenstand vollständiger zu erreichen, hat die Königliche Regierung hierbei insbesondere die nachfolgenden Punkte zu beachten.

1) Es ist nothwendig, dafs die Aufstellung des Strafsen-Verzeichnisses überall nach dem mit dem vorerwähnten Erlasse vorgeschriebenen Schema erfolgt, sowohl was die einzelnen Rubriken wie die Reihenfolge der Strafsen-Kategorien anbetrifft. Auch in denjenigen Fällen, in welchen einzelne Rubriken unausgefüllt bleiben, sind dieselben im Schema beizubehalten.

2) Bei Gruppirung der letzteren ist daran festzuhalten, dafs Strafsen und Strafsenzüge, welche in einem einheitlichen Zusammenhange stehen, oder unter einer bestimmten Bezeichnung erscheinen, wie z. B. Berlin-Königsberger, Cassel-Frankfurter Strafse etc., auch innerhalb der Grenzen eines Regierungs-Bezirks in diesem Zusammenhange nachgewiesen und nicht nach den einzelnen Bankreis-Gruppen zerlegt und an verschiedenen Stellen aufgeführt werden. Es sind deshalb hierher nicht die Verzeichnisse der einzelnen Baukreise, oder Nachweisungen, die nur nach Bankreisen gegliedert sind, sondern es ist nur ein Verzeichnifs, das sich im Zusammenhange über den ganzen Regierungs-Bezirk erstreckt, einzureichen.

3) Es ist nothwendig, dafs die Längen der einzelnen Strafsengruppen und schliefslich die Längen aller Strafsen und aller gebesserten Wege summirt werden, um aus diesen Verzeichnissen den Stand des Strafsennetzes nach den eigenen Angaben der Regierungen entnehmen zu können.

4) Für die Col. 2 der Uebersicht: „Anfangs-, Durchgangs- und Endpunkte der Strafse", genügt ein allgemeiner Hinweis auf die Hauptrichtung des Strafsenzuges, seiner Anschlufs- und Kreuzungspunkte und der bezüglichen Stationirung. In der Anlage ist eine Erläuterung zur Ausfüllung der vorbezeichneten Rubriken beigefügt.

5) In den Fällen, wo gepflasterte Strecken oder Ortsstrafsen im Chausseezuge liegen, die eigentlich nicht zur Chaussee gehören, sind über die bezüglichen Längen und deren Mitberücksichtigung oder Weglassung Erläuterungen zu geben.

6) Für die gebesserten Wege, welche am Schlusse des Strafsen-Verzeichnisses aufzuführen sind, wird, in den meisten Fällen, eine Gruppirung nach Verwaltungs- (landräthlichen) Kreisen die beste Uebersicht gewähren; doch ist auch hierbei ein Hinweis, ob diese Wege vom Fiscus, der Provinz, dem Kreise etc. unterhalten werden, erwünscht.

7) Es bleibt unerläfslich, dafs die Chausseen und gebesserten Wege in den zugehörigen Generalstabs-Karten **auch durchgängig** mit den betreffenden Farben bezeichnet werden.

Die Königliche Regierung veranlasse ich wiederholt, auf die Correctstellung der Karten sowohl als der Strafsen-Verzeichnisse besondere Sorgfalt zu verwenden, um so mehr, als der Königliche Generalstab sich auf meinen Antrag hat bereit finden lassen, jeder Regierungs-Behörde noch ein besonderes Exemplar der Generalstabs-Karten ihres Bezirkes zu überweisen und diese Karten durch die neu erscheinenden Blätter fortlaufend zu completiren.

Erst dann, wenn die Aufstellung der Strafsen-Verzeichnisse zweckentsprechend erfolgt ist, wird es möglich sein,

Digitized by Google

dieselben künftighin durch alljährliche Anmeldung der eingetretenen Veränderungen in abgekürzter Form current zu halten.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage. gez. Schultz.

An sämmtliche Königl. Regierungen (mit Ausnahme der 5 Regierungen der Rheinprovinz) und an die Königl. Landdrosteien, sowie abschriftlich zur Kenntnifsnahme und Nachachtung an die 5 Königl. Regierungen der Rheinprovinz.

Erläuterung zur Ausfüllung des Schemas für das

Verzeichnifs der im Regierungs-Bezirk N. N. am Ende des Jahres 1880 fertig ausgebauten und im Ausbau befindlichen Chausseen und gebesserten Wege.

1 Lfde. Nr.	2 Anfangs-, Durchgangs- und Endpunkte der Strafse.	3 Ganze Länge volle Meter	Fortsetzung Col. 4 bis 13.
	I. Chausseen		
	A. Provinzial-Strafsen.		
	a) Frühere Staatsstrafsen.		
1	Berlin-Königsberg beginnt mit eigener Station O in A oder: zweigt bei Station P. der X-er Strafse ab, und führt über M und N zur Reg.-Bez.-Gr. in Stat. Q oder: endet im Anschlufs, resp. Kreuzungspunkt, der X-er Strafse bei Stat. Nr.	93924 Kr. Deutsch-Krone 42351 Kr. Schlochau 42917 Kr. Konitz 179192	
2 3 4	u. s. w. (in gleicher Weise)		
	Sa. I A a		
	b) von der Provinz erbaute resp. zur Unterhaltung übernommene Chausseen.		
5	Königsberg-Lötzen zweigt bei Stat. Nr. . . der Strafse A. 1 ab und führt über etc. — (wie vorher) bis zur Grenze des Reg.-Bez. Gumbinnen	11591 Königsberg 36086 Heiligenbeil/Eylau 54965 Bartenstein 102642	
	Sa. I A b		
	Sa I A a u. b Provinzial-Strafsen In gleicher Weise die Gruppen B, C, D, E, F, G, H und schliefslich Sa. Sa. aller Chausseen des Reg.-Bezirks		
	II. Gebesserte Wege. (nach Baukreisen) Sa. der gebesserten Wege des Reg.-Bezirks		

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 5. November 1880, die Anwendung der unter dem 24. Juni d. Js. erlassenen Vorschriften über freihändige Vergebung von Arbeiten und Lieferungen bei den Bauten der Justiz-Verwaltung betreffend.

Der Herr Justizminister hat die von mir unter dem 24. Juni d. Js. für den Bereich des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten erlassenen

allgemeinen Bestimmungen, betreffend die Vergebung von Leistungen und Lieferungen, bezw.

Submissionsbedingungen für die öffentliche Vergebung von Arbeiten und Lieferungen bei den Hochbauten der Staats-Verwaltung und

allgemeine Bedingungen, betreffend die Ausführung von Arbeiten und Lieferungen bei dergleichen Bauten,

den Vorstandsbeamten der Königlichen Oberlandesgerichte unter Erklärung seines Einverständnisses mit der gleichmäfsigen Anwendung dieser Vorschriften bei den Bauten der Justizverwaltung sowie unter dem Auftrage mitgetheilt, die Gerichtsbehörden danach mit den erforderlichen Anweisungen zu versehen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage. gez. Schultz.

An die Königl. Regierungen und Landdrosteien, sowie an die Königl. Ministerial-Bau-Commission hier.

Personal-Veränderungen bei den Baubeamten.

(Mitte November 1880.)

Des Kaisers und Königs Majestät haben:

den Geheimen Regierungs-Rath und vortragenden Rath im Ministerium für Landwirthschaft, Domainen und Forsten Cornelius zum Geheimen Ober-Regierungs-Rath, sowie die Eisenbahn-Bau- und Betriebs-Inspectoren:

Stock in Berlin,
Vieregge in Düsseldorf,
Blumberg in Bromberg,
Schulenburg in Paderborn,
Otto in Altena und
Naumann in Danzig

zu Eisenbahn-Directoren mit dem Range der Räthe IV. Klasse zu ernennen und

dem Dombaumeister, Regierungs- und Baurath Voigtel in Cöln den Charakter als Geheimer Regierungs-Rath zu verleihen geruht.

Ernennungen und Beförderungen:

Der Regierungs-Baumeister Engisch zu Ragnit und der Regierungs-Baumeister Eckhardt in Montjoie sind zu Kreis-Bauinspectoren ernannt.

Befördert sind:

der Eisenbahn-Baumeister Awater in Essen,
" " " Viereck in Frankfurt a/M.,
" " " Krackow in Beuthen O/S.,
" " " Claudius in Schneidemühl,
" " " Gottstein in Strehlen,
" " " Branne in Saarbrücken,
" " " Loycke in Münster,
" " " Schreinert in Frankfurt a/M.,
" " " Beil in Berlin,
" " " Piossek in Kattowitz,
" " " Horwicz in Insterburg,
" " " Koenen in Hannover,
" " " Francke in Friedberg und

der Betriebs-Director Schmitz der Homburger Eisenbahn-Gesellschaft zu Frankfurt a/M.

zu Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspectoren.

Digitized by Google

Versetzt sind:

der Regierungs- und Baurath Klose, Director des Betriebs-Amts für die Berliner Nordbahn, von Berlin nach Stralsund,

der Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector von Geldern von Berlin nach Stralsund,

der Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector Röhner von Stralsund nach Berlin,

der Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector, Baurath Bayer von Trier nach Coblenz, ferner

die Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspectoren:

Zeyfs von Cochem nach Trier,

Ruland von Glatz nach Dortmund.

Darup von Neifse nach Hannover,

Eggert von Frankfurt a/M. nach Neifse,

Glünder von Dortmund nach Glatz, und

Viereck von Frankfurt a/M. nach Bromberg,

sowie die Eisenbahn-Baumeister:

Cramer von Görlitz nach Hirschberg,

Paffen von Lüdenscheid nach Aachen und

Totz von Bromberg nach Frankfurt a/M.

Dem Kreis-Bauinspector Blanrock ist bis auf Weiteres gestattet worden, seinen Wohnsitz von Angermünde nach Eberswalde zu verlegen.

Bauwissenschaftliche Mittheilungen.

Original-Beiträge.

Das Königliche Regierungsgebäude zu Königsberg i Pr.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 1 bis 9 im Atlas.)

Nachdem die im Königl. Schlofs zu Königsberg von dem Ober-Präsidium und der Regierung benutzten Räumlichkeiten sich als unzureichend erwiesen hatten, eine Befriedigung des Raumbedürfnisses im Schlofs aber ebenso wenig thunlich war, wie der angeregte Um- und Erweiterungsbau desselben sich als unzweckmäfsig ergeben hatte, mufste eine anderweite geeignete Unterbringung der genannten Behörden einschliefslich der ebenfalls unzulänglichen Dienstwohnung des Ober-Präsidenten in's Auge gefafst werden, und zwar konnte nur ein Neubau in Betracht kommen, da sonstige für den Zweck geeignete Gebäude in der Stadt nicht vorhanden waren.

Durch die der Bearbeitung des Bauprojects vorangehenden Erörterungen wurde festgestellt, dafs für folgende Verwaltungszweige in dem neu zu errichtenden Gebäude der erforderliche Platz zu beschaffen sei:

1) für das Ober-Präsidium, welches aufser dem Arbeitszimmer des Ober-Präsidenten, einem Vortragszimmer und den Zimmern für 3 Räthe eine Registratur und Secretariat von ca. 180 qm Gröfse, sowie eine Canzlei und die zugehörigen Nebenräume erforderte;

2) für die Regierung, welche folgende Räume beanspruchte:

a. für das Präsidium ein Vortragszimmer, ein Arbeitszimmer, sowie Secretariat und Registratur von pp. 100 qm Gröfse,

b. 5 Zimmer für die Ober-Regierungsräthe und den Ober-Forstmeister,

c. 27 Zimmer für Räthe und Assessoren einschliefslich der technischen Räthe,

d. einen Plenar-Sitzungssaal und 3 Säle für die Abtheilungen,

e. Registratur- und Calculatur-Räume in einer Ausdehnung von pp. 1450 qm Grundfläche,

f. eine geräumige Kanzlei für ca. 25 Schreiber,

g. eine Bibliothek von pp. 90 qm Grundfläche,

h. die Räume des Katasteramts, bestehend aus einem Zimmer für den Kataster-Inspector, zwei solchen für Geometer, einem grofsen Zeichensaal sowie dem Archiv von pp. 100 qm Fläche,

i. eine Plankammer von ca. 200 qm Gröfse,

k. die Geschäftslocale für die Regierungs-Hauptkasse, bestehend aus einer grofsen Buchhalterei für pp. 14 Buchhaltereien, einem Zimmer für den Landrentmeister, einem geräumigen Zahlzimmer mit daran stofsendem Tresor;

3) für das Provinzial-Schul-Collegium, wofür ein Sitzungssaal von pp. 50 qm Gröfse vorzusehen war;

4) für den Provinzialrath mit einem Sitzungssaal von pp. 45 qm Fläche;

5) für den Bezirksrath mit einem Sitzungssaal von etwa gleicher Grundfläche und zugehörigem Büreau;

6) für das Verwaltungsgericht, welches die Anordnung eines geräumigen Sitzungssaales von pp. 54 qm nebst Berathungszimmer, sowie eine Registratur und Secretariat von pp. 60 qm Gröfse bedingte.

Für alle vorstehend genannten Verwaltungszweige waren aufserdem die nöthigen Vorzimmer, Warte- und Botenräume sowie Closets zu beschaffen.

Ferner sollten in dem neuen Gebäude die Wohnung des Ober-Präsidenten sowie einige kleine Wohnungen für Unterbeamte untergebracht werden. Für erstere wurden folgende Räume in Aussicht genommen: ein grofser Festsaal von pp. 220 qm nebst Vorsaal und vier geräumigen Nebenzimmern als Festräume, etwa 16 Wohn- und Schlafzimmer, sowie die nöthigen Wirthschaftsgelasse, Küche mit Anrichteraum, Spülküche, Speisekammer, Waschküche mit Plättstube, endlich einige für die Dienerschaft erforderliche Zimmer. Den Wohnungen für Unterbeamte waren dagegen 2 Wohnstuben, eine Kammer sowie Küche nebst Speisekammer zuzuweisen.

Um diese zahlreichen Räumlichkeiten nebst zugehörigen Treppen, Vorhallen, Corridoren in angemessener Weise unterbringen zu können, war die Errichtung eines sehr umfangreichen Gebäudes nothwendig, um so mehr, als in der Hauptsache aufser dem Kellergeschofs nur die Anordnung von 3 Geschossen für zulässig erachtet wurde. Da die Baustelle,

Digitized by Google

welche aufserdem auch Raum zur Anlage eines Gartens für den Ober-Präsidenten bieten sollte, bei angemessener Lage in guter Stadtgegend eine erhebliche Ausdehnung haben mufste, so war die Beschaffung einer solchen mit Schwierigkeiten verbunden; dieselbe gelang jedoch endlich durch Erwerbung des Woltersdorff'schen Theater-Grundstücks an der Strafse Mittel-Tragheim unter Zuziehung des anstofsenden Hauses Nr. 33.

Für die Aufstellung des Projects war zunächst der Umstand von Einflufs, dafs die Strafse Mittel-Tragheim nur eine verhältnifsmäfsig geringe Breite besitzt. Um dem neu zu errichtenden Gebäude auch bei dieser Sachlage den Charakter eines öffentlichen zu geben und dessen Betrachtung von geeignetem Standpunkte zu ermöglichen, wurde die Anordnung eines grofsen Vorhofes als hierfür am besten geeignet in Aussicht genommen. Ferner mufste auf Herstellung von Durchfahrten nach den Höfen resp. dem Garten an passender Stelle der Art gerücksichtigt werden, dafs die Communication im Erdgeschofs durch dieselben nicht in unliebsamer Weise unterbrochen wurde. Was aufserdem die innere Eintheilung anlangt, so war eine möglichste Isolirung der Wohnung des Ober-Präsidenten von den Dienstlocalen anzustreben, andererseits waren die Büreaus des Ober-Präsidiums sowie die Räume für das Provinzial-Schulcollegium und den Provinzialrath, deren Vorsitzender der Ober-Präsident ist, möglichst so zu legen, dafs sie von der Wohnung bequem zu erreichen sind. Aus gleichem Grunde mufste für eine Unterbringung des Bezirksraths thunlichst in der Nähe des Dienstzimmers des Präsidenten gesorgt werden.

Unter Berücksichtigung dieser Momente ist nun das auf Blatt 1 bis 9 im Atlas dargestellte, der Ausführung zu Grunde liegende Project entstanden.

Im Allgemeinen ist die Anlage so disponirt worden, dafs der 72 m breite und 38 m tiefe Vorhof von einem parallel zur Fluchtlinie der Strafse Mittel-Tragheim liegenden Mittelbau und zwei in der Front noch 20 m breiten Flügeln eingeschlossen wird. Bei dieser Anordnung ergiebt sich in Folge der Form des zur Disposition stehenden Grundstückes hinter dem Flügel rechts ein gröfserer zur Bebauung geeigneter Platz, als auf der linken Seite des Vorhofs. Dadurch und unter Berücksichtigung des Umstandes, dafs rechts im vorderen Theil das Grundstück an eine neu angelegte aber noch nicht ganz durchgeführte Querstrafse anstöfst, bildete sich auf dieser Seite des Vorhofes ein geschlossener, um einen Hof gruppirter Gebäudecomplex, während links ein nach der Nachbargrenze offener, am Garten aber durch den verlängerten Mittelbau geschiedener Hof entstand. Zugänglich gemacht sind sämmtliche Gebäudetheile von dem grofsen Vorhof resp. von der Strafse Mittel-Tragheim aus, und zwar führen drei Eingänge in das Innere. Von diesen dient der mittlere, in der Hauptaxe des Vorhofes gelegene hauptsächlich als Zugang zu den Fest- und Repräsentationsräumen sowie zur Wohnung des Ober-Präsidenten, während die in den Fronten an der Strafse angeordneten den Verkehr mit den Behörden vermitteln. Der im rechten Flügel befindliche Eingang bietet aufserdem Gelegenheit, zur Wohnung des Ober-Präsidenten auch ohne Eintritt in den Vorhof zu gelangen. Mit den an der Strafse befindlichen Eingängen sind die erforderlichen Durchfahrten verbunden, welche Höfe und Garten für Fuhrwerk bequem zugänglich machen. Ihre Lage ist so gewählt, dafs im Erdgeschofs durch dieselben die Communication unter zusammengehörigen Verwaltungszweigen nicht gehindert wird. Während in dem Flügel links vom Vorhofe überhaupt nur ein Zimmer, die Amtsblatt-Expedition, durch die Durchfahrt abgeschnitten wird, ist auf der anderen Seite der rechts von den Durchfahrten verbleibende Raum der Regierungs-Hauptkasse, welche unbedenklich abgesondert liegen darf, als Geschäftslocal überwiesen worden, wozu derselbe besonders geeignet und auch ausreichend war.

In Bezug auf die specielle Anordnung und Eintheilung der einzelnen Stockwerke ist zunächst zu bemerken, dafs im Kellergeschofs die verlangten kleinen Wohnungen für die Unterbeamten, sowie eine solche für einen verheiratheten Diener des Ober-Präsidenten Platz gefunden haben. Aufserdem sind an geeigneten Stellen die Räume zur Aufnahme der Apparate der Centralheizungen sowie zur Aufbewahrung von Brennmaterial disponirt worden. Endlich sind hier, von der rechtsseitigen Durchfahrt nach dem Garten zugänglich, Waschküche, Rollkammer, Plättstube, Weinkeller und sonstige für die Wohnung des Ober-Präsidenten erforderliche Nebenräume angeordnet worden.

In dem Erdgeschofs gelangt man, durch die im Flügel links vom Vorhof befindliche Durchfahrt eintretend, durch eine Glasthür links zu der bis in das II. Stockwerk führenden Haupttreppe, an welche sich die Amtsblatt-Expedition anschliefst, während rechts von der Durchfahrt, den ganzen Gebäudetheil bis zum grofsen Haupt-Vestibül im Mittelbau einnehmend, die Räume der Abtheilung des Innern Platz gefunden haben. Dieselben, sämmtlich von dem am Vorhof resp. an der Hinterfront des Mittelbaues entlang laufenden Corridor zugänglich, bestehen neben dem geräumigen Sitzungssaal und sechs Rathszimmern aus vier Calculaturen und zwei Registraturen von rot. 472 qm Grundfläche. Letztere sind in zwei Geschossen angeordnet, da es möglich war, durch Heben des Fufsbodens in dem am Garten liegenden Flügel links von der Nebentreppe bis zum I. Stockwerk zwei derartige Räume von ausreichender Höhe übereinander anzuordnen.

Neben dem grofsen Haupt-Vestibül in der Mitte der ganzen Anlage, an welches sich die zu den Repräsentationsräumen resp. zur Wohnung des Ober-Präsidenten führende Treppe anschliefst, folgen dann die für das Regierungs-Präsidium erforderlichen Geschäftslocale, ein Vortragszimmer und ein Arbeitszimmer für den Präsidenten, sowie Räume für Registratur und Secretariat, während an der Hinterfront ganz in der Nähe der Sitzungssaal und das Büreau des Bezirksraths, weiter nach dem Vorhofe gelegen und bis zur rechtsseitigen Durchfahrt reichend die Räume des Verwaltungsgerichts, Sitzungssaal mit Arbeits- und Berathungszimmer, Vorzimmer, Secretariat und Registratur, passend eingefügt sind. Rechts von der eben bezeichneten Durchfahrt hat ferner, wie schon oben erwähnt, die Regierungs-Hauptkasse eine sehr geeignete Lage erhalten. Ihre Räumlichkeiten erstrecken sich auf den ganzen, an der neu angelegten Strafse befindlichen Flügel, sowie den anstofsenden in den Garten hineinragenden hinteren Ausbau. In welcher Weise das Publikum, ohne dafs eine Störung eintritt, zunächst in die grofse Buchhalterei, von da zum Landrentmeister, end-

Digitized by Google

lich in das Zahlzimmer gelangt, ist durch eine punktirte Linie im Grundrifs angedeutet. Der zwischen Hof und Garten gelegene Flügel des rechtsseitigen Gebäudecomplexes endlich nimmt die Küche, Speisekammer und Anrichteraum des Ober-Präsidenten auf, welche durch die Treppe *d* mit der Durchfahrt *e*—*e* und dem Hofe, durch die am Aufzug liegende Treppe mit der im I. Stock befindlichen Wohnung in Verbindung stehen.

Das I. Stockwerk, durch sechs Treppen mit dem Erdgeschofs verbunden, enthält im rechtsseitigen Gebäudetheil zunächst über der Regierungs-Hauptkasse die Geschäftsräume des Ober-Präsidiums, Canzlei, drei Zimmer für Räthe, Secretariat und Registratur von pp. 225 qm Grundfläche. Aufserdem hat hier der Sitzungssaal des Provinzialraths an geeigneter Stelle Platz gefunden. An der Vorderfront resp. am Vorhof folgen dann weiter ein Wartezimmer, Vorraum, sowie Vortragszimmer und Arbeitszimmer des Ober-Präsidenten. An letzteres schliefsen sich in zweckmäfsiger Weise die nach dem Vorhofe gelegenen Wohnräume des Ober-Präsidenten, mit welchen das am Garten liegende geräumige Speisezimmer nebst Anrichteraum in directer Verbindung steht. Der anstofsend zwischen Hof und Garten gelegene Flügel enthält das Schlafzimmer mit Toilette und Bad, sowie ein Zimmer für Töchter.

An die vorstehend erwähnten Wohnräume reihen sich, im Mittelbau gelegen und fast bis zum linksseitigen Flügel reichend, die Repräsentationsräume an; sie bestehen aus dem $3,_5$ m breiten, 13 m langen Vorsaal, in welchen man direct von der grofsen Haupttreppe aus gelangt, und dem Festsaal mit Abmessungen von pp. 11 und 20 m, an welchen sich rechts und links je 2 Nebenzimmer sowie ein Rauchzimmer anschliefsen. Auch ist hier für die Anordnung heller und geräumiger Garderoben, welche an das Treppenhaus angrenzen, Sorge getragen.

Der linksseitige Flügel des Geschosses endlich enthält die Räume der Katasterverwaltung, Archiv, Zimmer des Kataster-Inspectors und der Geometer und einen grofsen Zeichensaal, ferner die Plankammer und die Zimmer der Regierungs-Bauräthe.

Im II. Stockwerk findet sich zunächst im linksseitigen Flügel und im Mittelbau bis an die Räume über dem Festsaal heranreichend, die Abtheilung für Schulsachen sowie das Provinzial-Schulcollegium untergebracht, und haben daselbst aufser den beiden Sitzungssälen und 7 Rathszimmern die Calculaturen und Registraturen von ca. 466 qm Grundfläche Platz gefunden. Der Raum über dem Festsaal sowie über der Garderobe ist zur Canzlei benutzt, während über dem Haupttreppenhause der Plenar-Sitzungssaal angeordnet wurde. Nun folgen die Geschäftsräume der 3. Abtheilung, und zwar zunächst in dem noch verbleibenden Theile des Mittelbaues die Zimmer der Forstmeister und, theilweise schon in den rechtsseitigen Gebäudecomplex hineinreichend, die Forstregistratur von pp. 95 qm Fläche. An letztere schliefsen sich am Vorhofe und der Hauptfront an der Strafse Mittel-Tragheim entlang Zimmer für Räthe, für den Ober-Regierungsrath, den Ober-Forstmeister und der Sitzungssaal dieser Abtheilung an. Weiter sind dann an der neuen Strafse entlang die Domänen- und Steuer-Registraturen sowie Calculaturen von pp. 340 qm Grundfläche und in dem in den Garten hineinragenden Anbau Bibliothek und Lesezimmer disponirt. Die noch verbleibende nach dem Garten liegende Zimmerreihe endlich gehört zur Wohnung des Ober-Präsidenten und ist für dessen Söhne resp. zur Aufnahme von Fremden bestimmt.

In allen Geschossen sind aufserdem die erforderlichen Wartezimmer und Botenräume, sowie gut beleuchtete und ventilirte Pissoir- und Closet-Anlagen vorgesehen.

(Schlufs folgt.)

Centralkirchenbauten des XV. und XVI. Jahrhunderts in Ober- und Mittelitalien.

(Fortsetzung. Mit Zeichnungen auf Blatt 10 bis 12 im Atlas.)

S. Giacomo zu Vicovaro.[1]) (Bl. 10)

(Grundrifs Fig. 1. Durchschnitt Fig. 2. Ansicht Fig. 3. Details Fig. 4 und 5.)

Acht italienische Meilen von Tivoli entfernt, liegt am südlichen Fufs des Monte Gennaro auf der Terrasse eines Felsens, der steil zum Teverone abfällt, das Städtchen **Vicovaro**, das antike Varia oder Vicus Variae. Im Alterthum war der Ort, wie Reste von Mauern aus grofsen Travertinquadern bezeugen, viel gröfser als das jetzige verlassene und ärmliche Bergstädtchen. Aufser der Kirche S. Giacomo und einer Halle antiker Säulen vor dem Kirchlein S. Antonio bietet der Ort nicht viel Sehenswerthes, und es besuchen denselben wohl wenige der zahlreichen Touristen, die auf der unterhalb Vicovaro's herführenden Strafse, der alten Via Valeria, nach Subiaco und ins Sabinergebirge wandern. Steile Gassen führen von der Landstrafse zu der Piazza Vicovaro's, an deren Ostseite sich der Dom erhebt, ein barocker, 1755 begonnener Bau, sowie das Schlofs der Orsini und Bolognetti, der ehemaligen Herren von Vicovaro.

Dem Dom gegenüber liegt die kleine Kirche S. Giacomo, ein achteckiger Kuppelbau mit Strebepfeilern und einem Sculpturenreichen Portal.[1]) Die Architektur zeigt die Formen des Uebergangsstyles vom Mittelalter zur Renaissance. Die Gewände des Portals sind schräg vertieft und aufgelöset in Reihen von Statuennischen, die von einer Tabernakelarchitektur eingefafst sind. Die Capitelle der Portalgewände haben anti-

1) Vgl.: **Litta**, famiglie cel. Ital. fasc. LXII Orsini di Roma (Milano 1846) Grundrifs, perspectivische Ansicht der Kirche und ein Relief des Portals.

Ruhl, Denkmaler der Baukunst in Italien. Taf. XIV, perspectivische Ansicht der Kirche. (Umrifszeichnung in skizzenhafter Darstellung.)

im **Beuth-Schinkel-Museum zu Berlin**, Mappe XLII No. 58, eine Skizze **Schinkels**, welche die Kirche S. Giacomo darstellt. (Dieselbe scheint nicht nach der Natur gezeichnet, sondern eine Studie nach einer fremden Aufnahme zu sein und zu den Vorarbeiten für das unvollendet gebliebene architektonische Werk Schinkels zu gehören.)

1) In der Anlage und Anordnung reichen Skulpturschmuckes ist das Portal dem der kleinen Kirche S. Bernardino zu Perugia verwandt. Viel Aehnlichkeit, dieselben mit Tabernakeln besetzten Pfeilergewände, zeigt das Portal der Kirche S. Maria di Collemaggio bei Aquila in den Abruzzen.

Digitized by Google

kisirende Formen. Ueber denselben setzen breite, ein kleines Tympanon umschliefsende Bogengliederungen auf, welche eingefafst sind von schmalen Pfeilern und einem mit flachem Giebel abschliefsenden Gebälk. Die letzteren Architekturtheile, sowie zierliches Ornament, welches die Bogenzwickel und den Fries des Portalgebälkes bedeckt, zeigen völlig ausgebildete Renaissanceformen; die Sockelgesimse des Portals dagegen und die Gesimse der Strebepfeiler haben noch mittelalterliche Formen (s. Fig. 4 u. 5.) Zwei kleine Fenster in der Nord- und Südwand sind spitzbogig überwölbt, mit Theilungssäulchen und einfachem Maafswerk versehen.

Von grofsem Reichthum ist der bildnerische Schmuck, der alle Flächen innerhalb des architektonischen Gerüstes bedeckt. In Flach- und Hochrelief ausgeführte Bildwerke stellen im Tympanon des Portals die Madonna, zwei Apostel und die Stifter des Bauwerkes dar, in der umrahmenden Bogenfläche den heiligen Geist in Gestalt der Taube und anbetende Engel, in Medaillons der Bogenzwickel die Madonna und den Engel der Verkündigung, Figuren von grofser Anmuth und reizender Naivetät, im Giebelfeld zwei Puten, die das Wappen der Orsini halten. Zahlreiche Statuen von Heiligen sind an den Portalgewänden in Nischen und an der Attika angebracht.

Das Material des Portals und der Mauern, die aus sorgfältig gefügten Blöcken von gleicher Schichthöhe hergestellt sind, ist ein feinkörniger, dichter Marmor von schöner gelblicher und tiefbrauner Farbe. Nur bis zum Hauptgesims reicht die architektonische Ausbildung und die gute Ausführung [1]); die Attika, deren Flächen geputzt sind, schliefst mit einem dürftigen, nur aus einer Kehle bestehenden Gesimse ab. Die Flächen der Kuppel und die aufsen stark vortretenden Rippen derselben, sowie die Absätze der Kuppelhintermauerung sind direct mit Ziegeln gedeckt (vermuthlich war ursprünglich ein flaches Zeltdach mit Marmorziegeln beabsichtigt.)

Das Innere des Baues ist im Vergleich zu dem reichen Aeufsern vernachlässigt, nicht nur in der Ausstattung, sondern schon in der architektonischen Anlage. Der Meister des Baues, der wohl mehr Bildhauer als Architekt war, legte den Hauptwerth auf das Prachtportal. Um demselben grofse Breite zu geben, nahm er das Achteck des Grundrisses ungleichseitig [2]) an, und um die nöthige Portaltiefe zu ermöglichen, entstand trotz der ziemlich bedeutenden Mauerstärke die mifsliche Anordnung, dafs an der Eingangsseite die Mauer innen schräg gebrochen und in ihrem obern Theile nach innen geneigt ist.[1])

1) Die Bauausführung ward wohl, wie aus der unten zu erwähnenden Notiz Vasari's zu schliefsen ist, durch den Tod des Architekten unterbrochen.

2) Die innern Seitenlängen differiren ziemlich bedeutend: die Portalseite 4,44 m, die beiden anliegenden Seiten je 3,7 m, die übrigen je 4 m.

Die Ausstattung des Innern, das durch zwei Fenster nur spärlich erleuchtet wird, ist dürftig, wahrscheinlich unvollendet. In den Ecken des Raumes sind sehr dünne, dienstartige Stützen angebracht, die ein niedriges Gebälk tragen. Vier dieser Stützen, mit Canneluren in Spiralwindungen versehen, sind von halbkreisförmigem Querschnitt, vier haben seltsamer Weise das birnenförmige Profil mittelalterlicher Dienste. Das Gewölbe ist achtflächig ohne Rippen. Wand- und Gewölbeflächen sind weifs getüncht; auf den Wandflächen ist eine einfache Architektur, Pfeiler und kleeblattförmige Bögen gemalt.

Ueber die Entstehung des Bauwerkes liegen nicht ganz ausreichende Nachrichten vor.[2]) Eine Inschrift, die sich aufsen auf dem Sturz der Thür befindet, besagt, dafs die Kirche von den Orsini, Grafen von Tagliacozzo, gegründet und von Giovanni (Orsini), Bischof von Trani, dem S. Giacomo geweiht sei:

TALIACOCIADAE · COMITES · VRSINA · PROPAGO ·
FVNDAVERE · SACRV3 · DEVOTA · MENTE · SACELLVM ·
IIAC · HERES · TRANI · PRAESVL · DE · PROLE ·
IOANNES ·
DIVE · IACOBE · TIBI · MERITA · PIETATE · DICAVIT.

Die Bauzeit dürfte um die Mitte des XV. Jahrhunderts fallen.[3]) Als Architekten nimmt man nach einer Notiz[4]) die Vasari in der Lebensbeschreibung des Brunellesco macht, einen gewissen **Simone**, Schüler Brunellesco's, an.

(Schlufs folgt.)

1) Diese Neigung ist im Durchschnitt Fig. 2 auf Bl. 10 nicht angegeben.

2) Vgl. **Nibby**, analisi storico topogr. antiqu. della carta de' dintorni di Roma. 1837. t. III. p. 478 . . . .
F **Gori**, viaggio pitt. antiqu. da Roma a Tivoli e Subiaco. Roma 1855. Memorie di nostra Signora di Vicovaro. Bologna 1864.
Diesen Schriften nach waren Franc. und Giov. Orsini die Erbauer der Kirche; ersterer, Stadtpräfect von Rom, übte daselbst eine grofse Bauthätigkeit (Palast der Orsini an Piazza Navona, Façade von S. Maria sopra Minerva.)

3) Nicht Mitte des XVI. Jahrhunderts, wie Gori und Nibby angeben.

4) Furono ancora suoi discepoli . . . . Simone, che . . . . . . morì a Vicovaro facendo un gran lavoro al Conte di Tagliacozzo. — Vgl. dagegen Milanesi's Ausgabe des Vasari t. II p. 385 Anm 4 — Vasari - Le Monier III 241. Anm. 3. 4. 291. Anm. 2. Schorn's Uebersetzung. Bd. II. Abth 1. p. 225 Anm. 68 und p. 285 Anm 12.

Wasserstände der Preufsischen Ströme.

Nachdem schon früher wiederholentlich die Besorgnifs angeregt war, dafs durch weitere Ausdehnung der Bodencultur, und namentlich durch Beseitigung der Waldungen, nicht nur die atmosphärischen Niederschläge vermindert, sondern auch nach heftigem Regen oder beim Schmelzen des Schnees das Wasser schneller den Flüssen und Strömen zugeführt, und dadurch die Anschwellungen derselben immer höher würden, theilte die Academie der Wissenschaften in Wien vor einigen Jahren der hiesigen Academie die Abhandlung des Ministerial-Rath, Ritter von Wex „über die Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen" mit.[1]) Sie beabsichtigte dabei, die allgemeine Aufmerksamkeit auf diese vermeintlichen Gefahren zu lenken, und die Beantwortung der Frage vorzubereiten, in welcher Weise denselben begegnet werden könne. In gleicher Weise wurde auch in diesem Jahre (1880) die zweite Abhandlung desselben Verfassers über denselben Gegenstand übersendet.[2])

1) Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Jahrgang XXV, Wien 1873.

2) Dieselbe Zeitschrift, Jahrgang XXXI, Wien 1879.

Digitized by Google

Da die letztere mittheilt, dafs die Academien der Wissenschaften in Petersburg und Kopenhagen sich bereit erklärt haben, betreffende Thatsachen zu sammeln, im Deutschen Reichstage aber die Wasserabnahme der Ströme, so wie auch die stete Erhöhung der Anschwellungen derselben als erwiesene Thatsache dargestellt ist,[1]) so schien es mir angemessen, mit vollständiger Benutzung und methodischer Behandlung der seit geraumer Zeit an den Preufsischen Strömen angestellten Wasserstands-Beobachtungen, soweit dieselben als sicher angesehn werden dürfen, zu prüfen, ob solche schädliche Aenderungen sich an diesen erkennen lassen. In zwei Vorträgen habe ich die Resultate dieser Untersuchung der Academie der Wissenschaften in Berlin vorgelegt.[2]) Eine Wasserabnahme, oder vielmehr eine fortschreitende Erniedrigung der jährlichen mittleren Wasserstände stellte sich dabei indessen nicht heraus, vielmehr wurden bald Hebungen, bald Senkungen angedeutet, doch konnten diese nur selten als sicher angesehen werden. Die absolut höchsten, wie auch die niedrigsten Wasserstände zeigten dagegen in den meisten Fällen eine geringe Senkung, die ohne Zweifel die Folge der inzwischen ausgeführten Stromcorrectionen ist, und sonach keineswegs die Wasserabnahme beweist.

Wenn man bisher, zum Theil aus denselben Beobachtungen ganz entgegengesetzte Resultate hergeleitet hat, so beruht dieses vorzugsweise darauf, dafs ein grofser Theil derselben unbeachtet blieb. Durch Vergleichung einiger willkührlich gewählten Jahrgänge mit andern, läfst sich eben so leicht eine fortschreitende Hebung des Wasserstandes, wie eine Senkung desselben zeigen, oft macht sich auch mehrere Jahrzehnte hindurch dieselbe Aenderung bemerklich, während zu andern Zeiten wieder die entgegengesetzte eintritt.

Indem die von mir benutzten Beobachtungen, so wie die gefundenen Resultate schon in den Abhandlungen der Academie veröffentlicht sind, so beschränke ich mich hier auf die Mittheilung der letzten, so weit sie sich auf die jährlichen Aenderungen beziehn. Ich füge denselben indessen noch die später berechneten Beobachtungen der Station Sandau vollständig bei. Die Elbe zeigte nämlich auf den beiden wichtigsten Stationen Torgau und Barby eine fortschreitende Senkung des Wasserstandes, die man noch auffallender auch in Sachsen und besonders in Böhmen bemerkt hat. Die ausgedehnten, an diesem Strome ausgeführten Correctionen haben ohne Zweifel diese Aenderungen veranlafst, und es war daher wünschenswerth, noch eine, weiter abwärts belegene Pegelstation zu untersuchen. Hierzu eignete sich im Magdeburger Regierungsbezirk nur Sandau, da für die anderen Stationen die eingereichten Wasserstands-Tabellen nicht bis zum Jahre 1846 zurückgehn. Der Pegel in Magdeburg, der übrigens nicht weit von dem in Barby entfernt ist, war aber für diese Untersuchung ganz ungeeignet, da der Strom hier mehrere Seitenarme hat, die schon früher bis zu verschiedenen Wasserständen künstlich geschlossen wurden, aber wiederholentlich ihre Wehre mehr oder weniger durchbrachen, also dem Hauptarm, an welchem der Pegel steht, bei gleichem Zuflufs sehr verschiedene Wassermassen zuführten.

Der gröfste Theil der von mir benutzten Wasserstände beginnt mit dem Jahre 1846, da erst 1845 die Bestimmung erlassen wurde, dafs die Hauptpegel wenigstens einmal in jedem Jahre durch ein sorgfältiges Nivellement mit Festpunkten verglichen werden müssen, in früherer Zeit aber Verstellungen derselben, namentlich beim Heben des Eises leicht unbemerkt eintreten konnten, und thatsächlich auch mehrfach eingetreten sind. Nur beim Düsseldorfer Pegel durften auch die früheren Beobachtungen benutzt werden, da derselbe in eine noch wohl erhaltene Mauer eingeschnitten und seit dem Anfange des Jahres 1800 täglich abgelesen ist. Weniger sicher sind die ältern, am Pegel in Torgau angestellten Beobachtungen, die bis zum Jahre 1819 mir vorlagen, und die ich gleichfalls aufgenommen hatte, um die an der Elbe bemerkten Aenderungen während einer längern Periode zu verfolgen.

Ueber die Art, wie ich aus den Beobachtungen die mitgetheilten Resultate hergeleitet habe, dürfte es nöthig sein, hier einige nähere Erklärungen hinzuzufügen, da die Methoden der Wahrscheinlichkeitsrechnung nicht so bekannt sind, wie sie bei jeder Zusammenstellung von Beobachtungen es verdienen.

Ich setze voraus, dafs während der ganzen Zeit, welche jede Beobachtungsreihe umfafst, der Wasserstand von Jahr zu Jahr um eine gleiche noch unbekannte Höhe und zwar in demselben Sinne sich verändert hat. Wenn man die Beobachtungen graphisch aufträgt, so fallen nach dieser Vorstellung die gesuchten, also die von den Schwankungen unabhängigen Werthe in eine gerade Linie, und es kommt darauf an, die Richtung und Höhenlage dieser Linie so zu bestimmen, dafs die Summe der Quadrate ihrer Abweichungen von den beobachteten Wasserständen ein Minimum wird. Die Zeiten mögen die Abscissen bilden und die beobachteten mittleren Wasserstände die Ordinaten. Letztere bezeichne ich durch $k, k', k'' \ldots$ und die Abscissen mit $b, b', b'' \ldots$, so dafs für das erste Jahr, wo $b = 0$ die Ordinate $= k$ ist, für das zweite Jahr hat man k' und b', für das dritte k'' und b'' u. s. w.

Die Gleichung der geraden Linie ist

$$k = r + b \cdot s \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad A$$

dabei bezeichnet r den verbesserten Werth des mittleren Wasserstandes im ersten Jahr und s die jährliche Aenderung desselben. Um für zwei Unbekannte aus einer längeren Reihe von Beobachtungen die wahrscheinlichsten Werthe zu finden, hat man, wenn

$$k = ar + bs$$

die beiden Gleichungen

$$(ak) = (aa)r + (ab)s$$

und

$$(bk) = (ab)r + (bb)s.$$

Die Parenthese ( ) bezeichnet die Summe aller gleichnamigen Glieder, so dafs beispielsweise

$$(ak) = ak + a'k' + a''k'' + \ldots .$$

und die Anzahl der rechts stehenden Glieder gleich der Anzahl der Beobachtungen oder m ist.

Im vorliegenden Falle ist aber $a = 1$, also

$$(ak) = (k)$$
$$(aa) = m$$
$$(ab) = (b)$$

1) Sitzung am 17. März 1880.

2) Abhandlungen der Königl. Academie der Wissenschaften zu Berlin 1880. Die Abhandlung ist in der Verlags-Buchhandlung der Academie bei Dümmler auch einzeln zu entnehmen.

Digitized by Google

die Gleichungen verwandeln sich also in

$$(k) = m \cdot r + (b)s$$

und

$$(kb) = (b)r + (bb)s$$

die Anzahl dieser Gleichungen ist eben so grofs, wie die der Unbekannten, und man findet

$$\left.\begin{aligned} r &= \frac{(k)(bb) - (b)(kb)}{m(bb) - (b)(b)} \quad \ldots\ldots \\ \text{und} \quad s &= \frac{m(kb) - (k)(b)}{m(bb) - (b)(b)} \quad \ldots\ldots \end{aligned}\right\} \quad \text{B}$$

Diese Werthe von r und s sind die wahrscheinlichsten, aber keineswegs absolut richtig. Sie sind um so unsicherer, je gröfser die Schwankungen der jährlichen Wasserstände sind, oder der wahrscheinliche Beobachtungsfehler ist, den ich ω nenne. Man darf diese Benennung auch hier gebrauchen, da die Beobachtungen eben in Folge der Schwankungen fehlerhaft werden.

Um ω zu finden, berechne man für die sämmtlichen b nach dem Ausdruck A unter Benutzung der gefundenen Werthe von r und s die zugehörigen k, vergleiche diese mit den beobachteten Wasserständen und quadrire die gefundenen Differenzen, sowohl die positiven, wie die negativen. Die Summe dieser sämmtlichen Fehlerquadrate bezeichne ich mit (xx). Der wahrscheinliche Beobachtungsfehler ist alsdann

$$\omega = 0_{,4745}\sqrt{\frac{(xx)}{m-2}}\ ^{1)} \quad \ldots\ldots \quad \text{C}$$

Hieraus lassen sich die wahrscheinlichen Fehler der gefundenen Werthe für r und s berechnen, die ich mit $\omega(r)$ und $\omega(s)$ bezeichne. Man hat

$$\left.\begin{aligned} \omega(r) &= \omega\sqrt{\frac{(bb)}{m(bb) - (b)(b)}} \\ \omega(s) &= \omega\sqrt{\frac{m}{m(bb) - (b)(b)}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad \text{D}$$

Wenn nun $\omega(s) = s$ oder der wahrscheinliche Fehler der jährlichen Aenderung eben so grofs, wie diese selbst ist, so ist es eben so wahrscheinlich, dafs sie nur von den Schwankungen, als dafs sie von äufsern stätigen Einwirkungen herrührt. Bleibt aber s kleiner, als $\omega(s)$, so ist es wahrscheinlich, dafs die Wasserstände sich wirklich nicht verändern, und dafs die gefundenen nur Folge der Schwankungen sind. Die Wahrscheinlichkeit der Einwirkung äufserer Ursachen wird andrerseits immer gröfser, je gröfser

$$\frac{s}{\omega(s)} = q$$

wird, nachdem q bereits gröfser als 1 geworden ist.

Dabei entsteht die Frage, welchen Werth q erreichen mufs, um die Einwirkung äufserer Ursachen als **sicher** bezeichnen zu dürfen. Jedenfalls hängt die Entscheidung hierüber von der Denkweise eines Jeden ab, doch unbedingt mufs man eine solche Grenze annehmen, da volle Sicherheit in allen Verhältnissen des menschlichen Lebens doch nie erreicht werden kann. Um nicht weiter zu gehn, als man gemeinhin in seiner Auffassung, selbst in wissenschaftlicher Beziehung zu gehn pflegt, setze ich voraus, dafs man eine Thatsache sicher nennt, wenn man in zehn Fällen von gleicher Wahrscheinlichkeit sich nur einmal irrt, oder wenn man dafür 9 gegen 1 wetten kann. Diese Grenze wird erreicht, wenn $q = 2_{,4387}$ ist. Hiernach wäre der Wasserstand unverändert, wenn q kleiner als 1, die Aenderungen wären mehr oder weniger wahrscheinlich, wenn q zwischen 1 und $2_{,4387}$ fiele, sie wären aber sicher, sobald q den letzten Werth erreichte, oder noch gröfser würde.

In vorstehend angedeuteter Art habe ich, wo es geschehn konnte, **zwei Stationen** an jedem unserer gröfseren Ströme behandelt, bei denen der Wasserstand nicht durch Wehre künstlich gehoben war, und zwar nicht nur mit Rücksicht auf die mittleren jährlichen, sondern auch auf die absolut höchsten und niedrigsten Stände jedes Jahres. Die Resultate sind für jene drei Wasserstände in Rheinländischem Fufsmaafs folgende.

1. **Am Rhein, Düsseldorf.**

80jährige Periode, 1800 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$-0_{,0032}$	$0_{,0049}$	$0_{,65}$
b.	höchste	$-0_{,0254}$	$0_{,0128}$	$1_{,98}$
c.	niedrigste	$+0_{,0068}$	$0_{,0043}$	$1_{,58}$

2. **Am Rhein, Cöln.**

34jährige Periode, 1846 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$+0_{,0160}$	$0_{,0184}$	$0_{,87}$
b.	höchste	$-0_{,0507}$	$0_{,0330}$	$1_{,53}$
c.	niedrigste	$+0_{,0378}$	$0_{,0190}$	$1_{,99}$

3. **An der Mosel, Trier.**

34jährige Periode, 1846 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$+0_{,0038}$	$0_{,0088}$	$0_{,42}$
b.	höchste	$-0_{,0715}$	$0_{,0376}$	$1_{,90}$
c.	niedrigste	$-0_{,0114}$	$0_{,0058}$	$1_{,97}$

4. **An der Mosel, Cochem.**

34jährige Periode, 1846 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$+0_{,0046}$	$0_{,0115}$	$0_{,41}$
b.	höchste	$-0_{,1149}$	$0_{,0447}$	$2_{,57}$
c.	niedrigste	$-0_{,0026}$	$0_{,0056}$	$0_{,46}$

5. **An der Weser, Höxter.**

34jährige Periode, 1846 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$+0_{,0073}$	$0_{,0077}$	$0_{,94}$
b.	höchste	$-0_{,0401}$	$0_{,0418}$	$0_{,96}$
c.	niedrigste	$+0_{,0084}$	$0_{,0037}$	$2_{,26}$

6. **An der Weser, Minden.**

34jährige Periode, 1846 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$+0_{,0002}$	$0_{,0090}$	$0_{,02}$
b.	höchste	$-0_{,0318}$	$0_{,0362}$	$0_{,88}$
c.	niedrigste	$-0_{,0270}$	$0_{,0054}$	$4_{,99}$

7. **An der Elbe, Torgau.**

61jährige Periode, 1819 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$-0_{,0263}$	$0_{,0056}$	$4_{,70}$
b.	höchste	$-0_{,0349}$	$0_{,0188}$	$1_{,86}$
c.	niedrigste	$-0_{,0237}$	$0_{,0040}$	$5_{,88}$

8. **An der Elbe, Barby.**

34jährige Periode, 1846 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$-0_{,0670}$	$0_{,0148}$	$4_{,52}$
b.	höchste	$-0_{,0480}$	$0_{,0301}$	$1_{,59}$
c.	niedrigste	$-0_{,0448}$	$0_{,0077}$	$5_{,83}$

9. **An der Oder, Frankfurt.**

34jährige Periode, 1846 bis 1879.

		s	$\omega(s)$	q
a.	mittlere	$-0_{,0084}$	$0_{,0110}$	$0_{,77}$
b.	höchste	$-0_{,0484}$	$0_{,0334}$	$1_{,45}$
c.	niedrigste	$-0_{,0168}$	$0_{,0058}$	$2_{,91}$

1) In den „Grundzügen der Wahrscheinlichkeits-Rechnung", Berlin 1867, habe ich Seite 60 die Entwickelung dieses, so wie daselbst auch die der übrigen hier wiedergegebenen Ausdrücke mitgetheilt. In der Zusammenstellung derselben, Seite 76, sind aber durch einen Druckfehler zwei Ziffern des Zahlen-Coefficienten verwechselt.

Digitized by Google

10. An der Oder, Neu-Glietzen.
34jährige Periode, 1846 bis 1879.

a. mittlere $s = -0{,}0324$ $\omega(s) = 0{,}0193$ $q = 1{,}77$
b. höchste $= -0{,}0088$ $= 0{,}0401$ $= 0{,}17$
c. niedrigste $= -0{,}0473$ $= 0{,}0127$ $= 3{,}72$

11. An der Weichsel, Thorn.
34jährige Periode, 1846 bis 1879.

a. mittlere $s = -0{,}0118$ $\omega(s) = 0{,}0150$ $q = 0{,}66$
b. höchste $= +0{,}0910$ $= 0{,}0581$ $= 1{,}62$
c. niedrigste $= -0{,}0151$ $= 0{,}0105$ $= 1{,}44$

12. An der Weichsel, Kurzebracke.
34jährige Periode, 1846 bis 1879.

a. mittlere $s = -0{,}0195$ $\omega(s) = 0{,}0241$ $q = 0{,}81$
b. höchste $= +0{,}0357$ $= 0{,}0610$ $= 0{,}91$
c. niedrigste $= -0{,}0252$ $= 0{,}0141$ $= 2{,}46$

13. Am Pregel, Taplau.
34jährige Periode, 1846 bis 1879.

a. mittlere $s = -0{,}0055$ $\omega(s) = 0{,}0090$ $q = 0{,}61$
b. höchste $= -0{,}0293$ $= 0{,}0173$ $= 1{,}69$
c. niedrigste $= -0{,}0090$ $= 0{,}0026$ $= 3{,}18$

14. An der Memel, Tilsit.
34jährige Beobachtungen, 1846 bis 1879.

a. mittlere $s = +0{,}0086$ $\omega(s) = 0{,}0158$ $q = 0{,}55$
b. höchste $= +0{,}0087$ $= 0{,}0210$ $= 0{,}42$
c. niedrigste $= -0{,}0094$ $= 0{,}0095$ $= 1{,}01$

Es ergiebt sich hieraus, dafs die mittleren Wasserstände des Rheins, der Mosel, der Weser, der Weichsel, des Pregels und der Memel in diesen Perioden unverändert geblieben sind, während die geringen bald positiven, bald negativen Aenderungen die Werthe ihrer wahrscheinlichen Fehler noch nicht erreichen. Auch bei einer Station an der Oder giebt die Rechnung dasselbe Resultat, während bei der andern eine stetige Senkung mit geringer Wahrscheinlichkeit gefunden wird. Bei der Elbe dagegen ist nach der obigen Voraussetzung die Senkung entschieden eingetreten, und zwar nach den Beobachtungen auf beiden Stationen.

Die absolut höchsten Wasserstände zeigen für den Rhein, die Mosel, die Weser, die Elbe und den Pregel, wie auch für eine Station der Oder mit mehr oder weniger Wahrscheinlichkeit oder mit Sicherheit eine Senkung an, während sie für die andre Station der Oder und für die Memel unverändert bleiben. Für die Weichsel deuten sie aber eine Hebung an.

Die absolut niedrigsten Wasserstände zeigen am Rhein und an einer Station der Weser mit Wahrscheinlichkeit eine Hebung, während sie sonst mit Wahrscheinlichkeit oder Sicherheit eine Senkung erkennen lassen.

Die starke fortschreitende Senkung des mittleren Wasserstandes auf beiden Stationen der Elbe veranlafste mich, noch die Beobachtungen an einer weiter abwärts belegenen Station zu untersuchen. Ich wählte Sandau, etwa 1 Meile oberhalb der Mündung der Havel. Da ich diese Beobachtungen in der academischen Abhandlung nicht mitgetheilt habe, so gebe ich dieselben so wie auch die daraus hergeleiteten Resultate hier vollständig an.

Jährliche Wasserstände der Elbe bei Sandau.

	mittlere	höchste	niedrigste
1846	6,68	19,2	2,4
1847	7,24	18,4	3,2
1848	5,16	17,7	1,9
1849	6,42	19,4	2,4
1850	8,59	22,6	3,5
1851	8,36	16,0	4,6
1852	7,38	18,2	3,7
1853	7,60	17,1	3,6
1854	8,30	16,9	5,0
1855	9,82	21,0	5,2
1856	6,79	16,6	3,7
1857	5,68	13,9	3,0
1858	5,28	15,7	2,7
1859	5,95	13,0	2,0
1860	7,92	18,4	4,8
1861	6,98	15,3	3,7
1862	6,49	20,2	3,2
1863	5,48	11,2	2,6
1864	5,63	12,8	3,2
1865	5,14	20,8	2,5
1866	4,85	11,2	2,3
1867	8,29	17,3	3,0
1868	7,24	16,8	2,8
1869	6,74	14,2	3,0
1870	7,75	17,3	3,5
1871	7,04	18,0	3,4
1872	5,82	12,2	2,2
1873	5,35	10,6	2,5
1874	4,52	12,8	1,9
1875	6,69	15,6	2,4
1876	7,48	20,1	3,1
1877	6,98	17,0	3,3
1878	6,59	15,0	3,4
1879	8,03	14,4	3,8

Hieraus ergeben sich nach der vorstehend bezeichneten Rechnung

a) für die mittleren Wasserstände
$r = 7{,}182$ $\omega(r) = 0{,}289$
$s = -0{,}02333$ $\omega(s) = 0{,}01401$
$\omega = 0{,}801$ $q = 1{,}665$

b) für die absolut höchsten
$r = 18{,}490$ $\omega(r) = 0{,}633$
$s = -0{,}125$ $\omega(s) = 0{,}03291$
$\omega = 1{,}883$ $q = 3{,}785$

c) für die absolut niedrigsten Wasserstände
$r = 3{,}452$ $\omega(r) = 0{,}345$
$s = -0{,}01725$ $\omega(s) = 0{,}02836$
$\omega = 1{,}625$ $q = 0{,}608$

In den mittleren Wasserständen zeigt sich sonach auch hier eine fortschreitende Senkung, jedoch nicht mit Sicherheit, sondern nur mit einiger Wahrscheinlichkeit. Wollte man darauf wetten, dafs diese Senkung nicht durch die Schwankungen, sondern durch äufsere Umstände veranlafst sei, so dürften die Einsätze nur im Verhältnifs von 3 : 1 gegen einander stehn, während man nach den bei Torgau beobachteten Wasserständen 834, und nach denen bei Barby 433 gegen 1 für die Richtigkeit dieser Erklärung wetten könnte.

In vorstehenden Untersuchungen über den Einflufs der jährlichen Schwankungen der mittleren Wasserstände auf die berechneten Aenderungen der letzteren konnten nur

Digitized by Google

diejenigen Schwankungen berücksichtigt werden, welche innerhalb der Periode der Beobachtungen liegen, und wenn die jährlichen Aenderungen auch mit grofser Wahrscheinlichkeit, oder nach obiger Voraussetzung sogar mit Sicherheit sich herausstellen, so ist dennoch die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, dafs in andern Perioden die Schwankungen noch gröfser werden und vielleicht zu entgegengesetzten Resultaten führen. Schon bei den längeren Beobachtungsreihen der Pegel von Düsseldorf und von Torgau zeigt sich dieses sehr auffallend. Für Düsseldorf ergiebt die 59 jährige Periode von 1801 bis 1859 mit sehr grofser Wahrscheinlichkeit eine jährliche Senkung von $0_{,0151}$ Fufs, die Periode von 1861 bis 1879 dagegen mit überwiegender Sicherheit eine jährliche Hebung von $0_{,1559}$ Fufs, oder von nahe 2 Zoll. Für Torgau dagegen stellt sich aus den Beobachtungen von 1819 bis 1845 mit Sicherheit eine Hebung von $0_{,0426}$, von 1846 bis 1879 dagegen mit noch viel gröfserer Sicherheit eine Senkung von $0_{,0874}$ Fufs heraus. Hiernach liegt die Vermuthung sehr nahe, dafs alle gefundenen Hebungen oder Senkungen der mittleren Wasserstände nur durch die Schwankungen veranlafst sind, und bei weiterer Fortsetzung der Beobachtungen ganz verschwinden möchten.

Die niedrigsten Wasserstände haben dagegen im Allgemeinen sich etwas gesenkt, fragt man aber nach der Ursache dieser Erscheinung, so läfst sie sich eben so wohl durch die inzwischen ausgeführten Stromcorrectionen, als durch die Verminderung der abfliefsenden Wassermenge erklären. Jedem Strombaumeister ist es bekannt, dafs nach Beseitigung einer die Schifffahrt hindernden Untiefe in der oberhalb derselben befindlichen Stromstrecke das Niveau vorzugsweise beim kleinsten Wasser sich etwas senkt, weil es nunmehr in einer tiefern Rinne abfliefsen kann. Steigt das Wasser und zwar ohne vom Eise überdeckt zu sein, so giebt sich der Einflufs der erfolgten Correction weniger zu erkennen, da die Wirkung der vertieften Rinne alsdann verhältnifsmäfsig geringer wird. Sollte indessen die Senkung beim niedrigsten Wasserstande für die Bodencultur oder für die Schifffahrt nachtheilig erscheinen, so läfst sich dieselbe durch Beschränkung der Profilbreite oder in andrer Weise leicht verhindern.

Die Besorgnifs endlich, dafs die höchsten Wasserstände im Lauf der Zeit immer mehr anschwellen, bestätigt sich keineswegs an unsern Strömen, vielmehr giebt sich bei allen mit Ausnahme der Weichsel und Memel mit einiger Wahrscheinlichkeit eine stete Senkung zu erkennen, oder solche wird wenigstens angedeutet. In den meisten Fällen ist diese so geringe, dafs sie mehr von den jährlichen Schwankungen, als von irgend welchen äufseren Einwirkungen veranlafst zu sein scheint, dagegen läfst der Umstand, dafs sie sich bei 15 Beobachtungsreihen 12 mal wiederholt, mit einiger Sicherheit auf letztere schliefsen. Diese Erscheinung befremdet um so mehr, als bei der fortschreitenden Bodencultur in den Gebieten aller Ströme, für welche die Beobachtungen sie ergehen, die Beseitigung des Wassers nach heftigem und anhaltendem Regen, oder beim Schmelzen des Schnees durch Entwässerungsgräben beschleunigt wird, und sonach diesen Strömen zur Zeit ihrer höchsten Anschwellungen gröfsere Wassermassen, als bisher zugeführt werden. Wenn die Einwirkung der letzten auf den Wasserstand aber nicht bemerkt wird, vielmehr gerade das Gegentheil sich zu erkennen giebt, so mufs unbedingt der Abflufs jetzt vollständiger erfolgen, und dieses ist die Wirkung der fortschreitenden Stromcorrectionen. Nicht nur in den Stromthälern werden Gebüsche, Bäume und sonstige Hindernisse, so wie auch weit vortretende Deiche, soviel es geschehen kann, beseitigt, vorzugsweise übt aber die tiefere und regelmäfsig ausgebildete Stromrinne ihren wohlthätigen Einflufs aus. In ihr fliefst das Wasser selbst unter hohen Eisversetzungen noch ab, und sie verhindert die vollständige Sperrung des Hochwasser-Profils.

Berlin, October 1880. G. Hagen.

Ueber die Vorausberechnung des Wasserstandes der Ströme, insbesondere des Wasserstandes der Elbe bei Barby.

Die Kenntnifs des zu erwartenden Wasserstandes eines Stromes, wenn sich dieselbe auch nur auf wenige Tage im Voraus erstreckt, hat oft grofsen Nutzen.

Am wichtigsten ist dieselbe für die Vertheidigung der Deiche, da bei einer etwa erforderlichen Aufkastung dadurch die Länge, Höhe und Construction derselben, der Materialbedarf und die Bauzeit, resp. die Zahl der Arbeiter bestimmt, bei der gewöhnlichen Vertheidigung gegen Wind und Wellenschlag die Hohenlage der Faschinendeckung und der Materialbedarf gegeben ist, u. s. w.

Im Vorlande kann durch die rechtzeitige Kenntnifs der Höhe einer zu erwartenden Stromanschwellung der Ernteertrag (Heu, Torf) gerettet und der in Kellern lagernde Vorrath etc. geborgen werden.

Den Schiffern ist bei kleinen Wasserständen die Kenntnifs der Höhe einer Stromanschwellung erwünscht, um die Beladungstiefe thunlichst danach zu regeln.

Endlich ist die Kenntnifs des Wasserwuchses für Hochwasser-Entlastungscanäle, wenn in solchen, wie z. B. im Magdeburger Umfluthcanale, ein Schützenwehr liegt, für die Erhaltung des Bauwerks selbst und die rechtzeitige Oeffnung des Wehrs von entscheidender Wichtigkeit. Je plötzlicher ein Strom anwächst, desto nothwendiger ist bei solchen Anlagen die Vorherberechnung (bei der Elbe ist hierselbst ein Steigen von $2_{,22}$ m innerhalb 24 Stunden beobachtet worden). Der vorgenannte Umfluthcanal gab denn auch zur vorliegenden Arbeit die Veranlassung.

Wie wenig oft zur Bestimmung des Wasserwuchses die blofse Erfahrung ausreicht, ist z. B. in Bezug auf den Magdeburger Pegel zu constatiren, da sich hiesige, zum Theil sonst sehr erfahrene Grofsschiffer darin wohl um Wasserhöhen von mehr als 1 m irren.

Im Allgemeinen ist man geneigt, einen zu erwartenden Wasserwuchs bei Regenwetter, Sturm, Schneetreiben etc. zu hoch, bei schönem Wetter aber zu niedrig zu taxiren.

Die erste und einfachste Unterlage zur Vorausberechnung des Wasserstandes eines Stromes geben die telegraphisch mitzutheilenden Beobachtungen der Wasserstände an

Digitized by Google

den oberhalb belegenen Pegeln, und sind solche nachstehend benutzt worden. Wenn ein Strom auf längerer Strecke keine Nebenflüsse aufnimmt, wenn also annähernd dieselbe Wassermenge zwei Pegel passirt, so richtet sich die Wasserstandshöhe am unteren Pegel in der Regel nur nach der Form und dem Inhalte der Stromquerprofile bei beiden Pegeln, und kann man leicht durch Zusammenstellung der Beobachtungen eine ziemlich genaue Regel für die Berechnung des Wasserstandes am unteren Pegel finden. Schwieriger wird die Ermittelung, wenn oberhalb des Pegels B (Barby) starke Nebenflüsse münden, so dafs sich die Rechnung auf die drei Pegel D (Dresden), E (Eilenburg), T (Trotha) stützen mufs. Es influiren dann drei verschiedene Wassermengen und vier Stromquerprofile, so dafs die Berechnung complicirt wird.



Dieser Fall liegt nun für die Elbe bei Barby vor. Wenn man nämlich den Wasserstand daselbst 2 Tage im Voraus mit etwa 20 cm Genauigkeitsgrenze ermitteln will, so mufs aufser der Elbe auch die Saale und Mulde mit in Rechnung gezogen werden. Für Magdeburg würde die Berechnung unthunlich sein, weil nahe unterhalb Barby der Umfluthcanal abgezweigt ist, der Wasserstand zu Magdeburg also vom mehr oder weniger geöffneten Canalwehr abhängt.

Für Barby, obschon auch dies für den vorliegenden Zweck sehr ungünstig, nämlich nur $^1/_4$ Meile unterhalb der Saalemündung liegt, habe ich nun nachstehende Formel auf empirischem Wege ermittelt:

$$B\,\mathrm{I} = p\,Dm + q\,Em + r\,Tm + {}^1/_2\ \text{Diff. } B\,\mathrm{III}.$$

In derselben wird mit

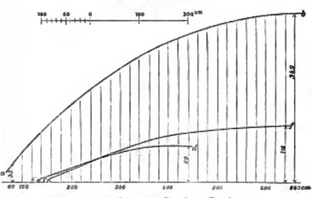
B der Wasserstand am Barbyer Elbpegel,
D - - - Dresdener Elbpegel,
E - - - Eilenburger Muldepegel,
T - - - Trothaer Saaleunterpegel

bezeichnet.

Der Tag, für welchen der Wasserstand 2 Tage im Voraus berechnet werden soll, wird B I, die kurz vorhergehenden Tage werden entsprechend II, III u. s. w. genannt. Behufs der Berechnung werden zunächst für Dresden, Eilenburg und Trotha mittlere Wasserstände Dm, Em, Tm aus den beobachteten und durch den Telegraphen mitgetheilten Wasserständen der letztverflossenen Tage III bis VI in folgender Weise berechnet:

$$Dm = {}^1/_{10}\,D\,\mathrm{VI} + {}^2/_{10}\,D\,\mathrm{V} + {}^4/_{10}\,D\,\mathrm{IV} + {}^3/_{10}\,D\,\mathrm{III}.$$
$$Em = {}^2/_{10}\,E\,\mathrm{IV} + {}^8/_{10}\,E\,\mathrm{III}.$$
$$Tm = {}^1/_{10}\,T\,\mathrm{IV} + {}^9/_{10}\,T\,\mathrm{III}.$$

Curven, enthaltend die Aequivalente der Wasserstände an den Pegeln zu Dresden, Eilenburg und Trotha in Bezug auf den Wasserstand am Pegel zu Barby.



ab Aequivalente vom Dresdener Pegel.
cd Aequivalente vom Eilenburger Pegel.
ef Aequivalente vom Trothaer Pegel.

Sodann werden aus den vorstehend gezeichneten Curven, resp. aus der entsprechenden auf S. 29 nachfolgenden Tabelle die Aequivalente für Barby, nämlich $p\,Dm$, $q\,Em$ und $r\,Tm$ entnommen und addirt, und wird endlich der Summe die Hälfte der bei der Vorausberechnung von B III gefundenen Differenz zwischen Beobachtung und Berechnung hinzugefügt oder abgezogen.

Eine weitere aufserordentliche Correctur, und zwar schon bei der Berechnung von Dm, Em, Tm, findet bei sehr rapidem Wasserwuchs statt, nämlich wenn dasselbe so rasch ansteigt, dafs von einem zum andern Tage (von III zu II) in Dresden 1 m oder mehr, in Eilenburg oder Trotha 45 cm oder mehr Wuchs zu erwarten steht. In diesen Fällen wird von solchem Wuchs für

Dresden $^1/_4$ dem für B I ermittelten Werthe Dm,
Eilenburg $^1/_4$ - - - - - Em,
Trotha $^2/_3$ - - - - - Tm

hinzugefügt. Diese Correctur ist übrigens selten nöthig. Die Pegelbeobachter in Dresden, Eilenburg und Trotha sind dementsprechend instruirt, dafs sie bei sehr starkem Wuchs den vermuthlichen Wasserstand für den nächsten Tag aus dem Wuchs pro Stunde berechnen und anzeigen, resp. die ihnen zugekommenen Nachrichten über die höher gelegenen Pegel, also z. B. in Bezug auf Dresden die aus Leitmeritz, in Bezug auf Eilenburg die aus Strausfurt an der Unstrut mitgetheilten Notizen hierher telegraphiren.

Die oben gegebene Formel habe ich nun für die Zeit von März 1876 bis März 1877 probirt und (einen Fall von 22 cm Fehler abgerechnet) in der That nur Differenzen (Fehlergrenzen) bis zu + oder — 20 cm gefunden. Es kamen zwar bei der Berechnung noch zwei weitere Fehler von 27 und 30 cm vor, doch ergab sich durch Vergleiche mit anliegenden Pegeln, dafs diese mit Sicherheit auf Beobachtungsfehler in Barby zurückgeführt werden konnten. Eine gröfsere Genauigkeit war zunächst nicht zu erreichen.

Es erscheint nun unnöthig, hier den Beweis der Richtigkeit der Formel für 1 Jahr zu liefern, vielmehr ist nur zum leichteren Verständnisse des Obigen auf S. 31/32 die Ausrechnung für einen Monat, den März 1876, gegeben.

Digitized by Google

Tabelle der Aequivalente der Wasserstände an den Pegeln zu Dresden, Eilenburg und Trotha in Bezug auf den Wasserstand am Pegel zu Barby.

Am Pegel	Barbyer Aequivalent			Am Pegel	Barbyer Aequivalent			Am Pegel	Barbyer Aequivalent			Am Pegel	Barbyer Aequivalent		
Dm Em Tm	*pDm*	*qEm*	*rTm*	*Dm Em Tm*	*pDm*	*qEm*	*rTm*	*Dm Em Tm*	*pDm*	*qEm*	*rTm*	*Dm Em Tm*	*pDm*	*qEm*	*rTm*
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
72	25	—	—	224	179	38	36	376	280	75	90	528	330	—	110
76	30	—	—	228	182	39	37	380	282	76	91	532	330	—	110
80	35	—	—	232	185	41	39	384	283	76	92	536	331	—	110
84	40	—	—	236	188	42	41	388	285	77	93	540	332	—	110
88	45	—	—	240	191	43	43	392	287	77	94	544	333	—	111
92	50	—	—	244	194	44	44	396	288	78	95	548	334	—	111
96	55	—	—	248	197	45	46	400	290	78	96	552	335	—	111
100	60	—	—	252	200	47	47	404	292	78	97	556	336	—	112
104	64	—	—	256	203	48	49	408	293	78	98	560	337	—	112
108	68	—	—	260	206	50	50	412	294	79	99	564	338	—	112
112	72	—	—	264	209	51	53	416	296	79	99	568	339	—	112
116	76	—	—	268	212	53	54	420	298	79	100	572	340	—	113
120	80	—	—	272	215	54	56	424	300	79	100	576	341	—	113
124	84	—	—	276	218	56	57	428	301	79	101	580	341	—	113
128	88	4	—	280	221	57	58	432	302	80	101	584	342	—	114
132	92	6	—	284	223	58	60	436	304	80	102	588	342	—	114
136	97	7	—	288	226	59	62	440	305	80	102	592	343	—	114
140	102	8	—	292	229	60	63	444	306	80	103	596	343	—	115
144	106	9	—	296	232	61	64	448	307	80	103	600	344	—	115
148	110	10	—	300	235	62	66	452	308	80	104	604	344	—	115
152	114	12	6	304	238	63	67	456	310	—	104	608	345	—	116
156	118	13	7	308	241	64	69	460	311	—	104	612	345	—	116
160	122	15	9	312	244	64	71	464	312	—	105	616	345	—	116
164	126	16	11	316	246	65	73	468	313	—	105	620	346	—	117
168	129	17	13	320	248	66	74	472	315	—	105	624	346	—	117
172	133	19	14	324	251	67	75	476	316	—	106	628	346	—	117
176	137	21	16	328	253	67	76	480	317	—	106	632	347	—	118
180	141	22	18	332	256	68	77	484	318	—	107	636	347	—	118
184	144	23	20	336	258	69	78	488	319	—	107	640	348	—	118
188	147	25	22	340	260	70	79	492	320	—	107	644	348	—	118
192	151	26	23	344	263	70	81	496	321	—	108	648	348	—	119
196	154	28	24	348	265	71	82	500	323	—	108	652	349	—	119
200	159	29	26	352	267	72	83	504	324	—	108	656	349	—	119
204	162	31	27	356	269	72	84	508	325	—	108	660	349	—	119
208	165	32	29	360	271	73	85	512	326	—	109	664	350	—	119
212	168	33	31	364	274	74	86	516	327	—	109	668	350	—	120
216	172	34	32	368	276	74	88	520	328	—	109	672	350	—	120
220	176	36	34	372	278	75	89	524	329	—	109				

Der Nullpunkt des Dresdener Pegels liegt höchst unzweckmäfsig; er soll auf der natürlich sehr schwankenden Mittelwasserhöhe liegen, so dafs sich positive und negative Beobachtungen ergeben, welche für vorliegende Berechnungen unbequem sind. Dieserhalb ist den Dresdener Beobachtungen (Spalte 2 d. umsteh. Tab.) durchweg 230 cm hinzugesetzt.

Die Spalten 5, 6, 7 sind aus 2, 3 und 4 ermittelt, z. B. für den 15. März:

Spalte 5: $^1/_{10} \cdot 550 + ^2/_{10} \cdot 547 + ^4/_{10} \cdot 584 + ^3/_{10} \cdot 546 = 562.$

- 6: $^2/_{10} \cdot 310 + ^8/_{10} \cdot 306 = 307.$

- 7: $^1/_{10} \cdot 531 + ^9/_{10} \cdot 536 = 536.$

Die Spalte 8 ist aus der angefügten Tabelle für die Aequivalente entnommen.

Die Correctur der Fehler durch $^1/_2$ Differenz B III (Spalte 11) macht, wie ersichtlich, die grofsen Fehler und die Fehler im Allgemeinen geringer, obschon sie hin und wieder bei Uebergängen der Fehlerreihe aus dem Positiven ins Negative und umgekehrt einzelne Fehler vergröfsert.

Es erübrigt nun, den kürzesten Weg anzugeben, auf welchem die Formel, resp. eine solche für andere Ströme, gefunden werden kann. Zunächst suche man möglichst viele Beharrungswasserstände des Hauptstromes aus dem am oberen Pegel (hier also Dresden) beobachteten Wasserständen von solcher Dauer aus, dafs der Wasserstand eines Tages für den unteren Pegel (Barby) allein von jenen (Dresdener) Beharrungstagen, abgesehen von den Einwirkungen der Nebenflüsse, abhängen mufs. Man notire dann sowohl jene Wasserstände als auch die der Nebenflüsse, z. B.:

Datum		Dresden	Eilenburg	Trotha	Barby
1860	8. 11	119	170	228	128
-	9. 11	119	160	228	128
-	10. 11	119	160	228	131
-	11. 11	119	160	228	133
-	12. 11	119	157	226	131
-	13. 11	119	154	226	133
-	14. 11	117	152	226	131

Hier hängt Barby = 133 cm unzweifelhaft von Dresden 119, Eilenburg 160, Trotha 228 cm ab. Die Wassermengen, welche bei den 4 Pegeln passiren, geben nun den ungefähren Anhalt zu der Formel

$$B = p D + q E + r T.$$

Aus der Combination mehrerer Beobachtungen in verschiedenen Zeitabschnitten, Zusammenstellung von Beharrungswasserstands-Perioden, bei welchen 2 Pegel denselben Wasserstand hatten und nur der dritte Pegel einen anderen Stand markirte u. s. w., sodann durch Einsetzen und Pro-

Digitized by Google

Vorausberechnung der Wasserstände der Elbe am Barbyer Pegel nach der Formel

$BI = pDm + qEm + rTm + \frac{1}{2}$ Differenz $BIII$.

Datum 1876 März	Beobachtete Wasserstände in Dresden +280cm	Eilenburg	Trotha	Berechnete mittlere Wasserstände für Dresden *Dm*	Eilenburg *Em*	Trotha *Tm*	Aequivalent aus *Dm*, *Em*, *Tm* für Barby		Beobachtete Wasserstände in Barby	Fehler-Rechnung zu klein	grofs	½ Differenz *BIII*	Corrigirte Wasserstände für Barby	Fehler-Rechnung zu klein	grofs
		cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		cm	cm	cm	
1	2	3	4	5	6	7	8		9	10		11	12	13	
1	564	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	568	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	593	364	514	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	606	350	524	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	588	370	522	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	598	354	516	589	353	523	342 + 72 + 109 =	523	519	—	4	—	—	—	—
7	586	370	526	594	366	522	343 + 74 + 109 =	526	523	—	3	—	—	—	—
8	556	350	524	595	357	517	343 + 72 + 109 =	524	518	—	6	— 2	522	—	4
9	576	338	534	593	367	525	343 + 74 + 109 =	526	519	—	7	— 2	524	—	5
10	550	350	536	580	354	524	341 + 72 + 109 =	522	517	—	5	— 3	519	—	2
11	547	330	520	572	340	533	340 + 70 + 110 =	520	510	—	10	— 4	516	—	6
12	584	310	534	565	347	536	338 + 71 + 110 =	519	510	—	9	— 3	516	—	6
13	546	306	536	555	334	522	336 + 69 + 109 =	514	505	—	9	— 5	509	—	4
14	508	300	526	562	314	533	337 + 65 + 110 =	512	505	—	7	— 5	507	—	2
15	521	290	536	562	307	536	337 + 64 + 110 =	511	510	—	1	— 5	506	4	—
16	466	280	538	542	301	527	332 + 62 + 110 =	504	500	—	4	— 4	500	—	—
17	436	275	524	527	292	535	331 + 60 + 110 =	500	495	—	5	— 1	499	—	4
18	416	270	514	504	282	538	324 + 57 + 110 =	491	492	1	—	— 2	489	3	—
19	406	268	494	472	276	525	315 + 56 + 109 =	480	482	2	—	— 3	477	5	—
20	403	264	474	445	271	515	306 + 54 + 109 =	469	473	4	—	+ 1	470	3	—
21	378	262	454	422	268	496	299 + 53 + 108 =	460	471	11	—	+ 1	461	10	—
22	355	258	434	410	265	476	293 + 51 + 106 =	450	458	8	—	+ 2	452	6	—
23	344	254	414	397	262	456	288 + 50 + 104 =	442	450	8	—	+ 6	448	2	—
24	322	250	400	379	259	436	282 + 50 + 102 =	434	439	5	—	+ 4	438	1	—
25	310	250	382	361	255	416	271 + 48 + 99 =	418	426	8	—	+ 4	422	4	—
26	301	250	372	343	251	401	263 + 46 + 95 =	404	413	9	—	+ 3	407	6	—
27	303	248	366	326	250	384	252 + 46 + 92 =	390	400	10	—	+ 4	394	6	—
28	333	250	358	313	250	373	244 + 46 + 89 =	379	387	8	—	+ 5	384	3	—
29	379	250	354	306	248	367	239 + 45 + 88 =	372	381	9	—	+ 5	377	4	—
30	—	—	—	312	250	359	244 + 46 + 85 =	375	378	3	—	+ 4	379	—	1
31	—	—	—	338	250	354	259 + 46 + 84 =	389	390	1	—	+ 5	394	—	4

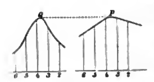
biren erhält man vorläufig annähernd die 3 Unbekannten p, q, r.

Nunmehr berechnet man für sämmtliche notirte Beharrungswasserstände D, E, T den Werth für B und zugleich die Fehler, d. h. die Differenzen zwischen den berechneten und beobachteten Wasserständen für B.

Diejenigen Beispiele, welche die gröfsten Fehler geben, stellt man zusammen und sucht daraus die übereinstimmenden Ursachen zu jenen Fehlern zu ermitteln, d. i. die Beantwortung der Frage, ob und welcher Einflufs der 3 Oberpegel bei der zur Zeit herrschenden Wasserhöhe in Bezug auf den unteren Pegel etwa zu viel oder zu wenig in Anspruch genommen worden ist. Man verbessert danach die Coefficienten, und nach wiederholten Proberechnungen, graphischer Darstellung der Coefficientencurve, Vertheilung der Fehler durch Proportionsrechnungen u. s. w. findet man schliefslich die Coefficienten so genau, dafs ihre kleinste Aenderung die vorhandenen Fehlermaxima vergröfsert. Die Producte der so gefundenen Coefficienten mit den Wasserständen pD u. s. w. stellt man des leichteren Gebrauchs wegen in einer Tabelle zusammen oder trägt sie als Curve auf, wie dies im Holzschnitt auf S. 28 geschehen ist. Die Genauigkeit der Formel hat, wenn die oberen Pegel gegeben sind, ihre bestimmte Grenze, da die Wassermengen der kleinen Nebenflüsse, an denen Pegel nicht existiren, unberücksichtigt bleiben müssen. Durch Einführung eines Bode- und Elster-Pegels würde sie in vorliegendem Falle genauer, aber practisch schwerer brauchbar werden, da mehr Telegramme erforderlich wären.

Die Coefficienten richten sich übrigens nicht genau nach den Wassermengen der drei Nebenflüsse, vielmehr dominiren in obiger Formel verhältnifsmäfsig Eilenburg und Trotha, weil Mulde und Saale auch ein annäherndes Maafs des Niederschlags am rechten Elbufer, mit dem sie unter demselben Breitengrade liegen, abgeben. — Nachdem die Formel soweit für die Beharrungswasserstände ermittelt worden, ist die Aufgabe, dieselbe den wechselnden Wasserständen anzupassen. Aus vielen Aufstellungen hat sich ergeben, dafs die Hochwasserspitze von Dresden bis Barby etwa $3\frac{1}{2}$ Tage gebraucht, der Barbyer Wasserstand eines Tages (BI) also zunächst von dem Wasserstande des dritten und vierten vorhergegangenen Tages ($DIII$ und DIV) abhängt. Aber diese Feststellung genügt noch nicht. Im Allgemeinen hat bekanntlich die Curve der Pegelnotirungen bei Wasserwuchs (die Zeit als Abscisse, die Wasserhöhen am Pegel als Ordinaten) einen steilen aufsteigenden Schenkel AB und einen flacher abfallenden Schenkel BC, und ist diese Eigenschaft, je näher der Flufsquelle, desto deutlicher zu bemerken. Einem sehr schroff ansteigenden Schenkel folgt in den meisten Fällen auch ein etwas steiler abfallender, einem sanft ansteigenden Schenkel aber ein sehr flach abfallender. Die Dresdener Welle Q bringt nun in Barby einen viel

Digitized by Google



höheren Wasserstand hervor, als die Dresdener Welle P, obschon letztere dieselbe Höhe am Pegel markirte. P verläuft sich und vertheilt sich leichter auf dem Meilen langen Wege bis Barby. Obschon dies sehr einfach ist, wird darauf bei der Vorausberechnung der Wasserhöhen selten gerücksichtigt, vielmehr meistentheils nur nach dem Maximum gefragt. Die Masse der Welle mifst man am leichtesten durch Einführung von mehreren Beobachtungstagen, und zwar habe ich nach vielem Probiren im vorliegenden Falle die Zeit vom dritten bis sechsten vorher verflossenen Tage als geeignet gefunden. Der Werth jedes einzelnen Tages ist natürlich verschieden, D IV ist der entscheidendste Tag, D III etwas weniger, D V noch weniger und D VI am wenigsten entscheidend. Das Mittel Dm, welches ich schliefslich als passend der Ermittelung für B I zu Grunde gelegt habe, ist wie oben angegeben:

$$Dm = {}^1/_{10}\,D\,\text{VI} + {}^2/_{10}\,D\,\text{V} + {}^4/_{10}\,D\,\text{IV} + {}^3/_{10}\,D\,\text{III}.$$

Je weiter D und B von einander entfernt liegen, desto mehr Tage müssen der Berechnung von Dm zu Grunde gelegt werden.

Es möge hier die Bemerkung Platz finden, dafs der Coefficient p beim kleinsten Wasserstand $Dm = 72$ cm (resp. 158 cm unter Null), das Aequivalent für Barby mit 25 cm, dagegen beim gröfsten Wasserstande $Dm = 672$ cm (resp. 442 cm über Null), das Aequivalent für Barby mit 350 cm ergiebt, und dafs der grofse Unterschied zwischen beiden Aequivalenten, d. h. zwischen 34 und 52 Procent, vorher wohl nicht vermuthet worden wäre!

Die Mittelzahlen für Eilenburg und Trotha (Em und Tm) sind nun auf ähnlichem Wege, wie dem, welcher zum Dresdener Mittel führte, gefunden. Da diese Pegel aber dem Gebirge, resp. den Quellen verhältnifsmäfsig näher liegen, die Wasseranschwellungen also rapider sind — andererseits auch, um die Formel nicht zu complicirt zu machen — so genügt ein Mittel von 2 Tagen, und zwar mufs mit Rücksicht auf die Nähe von Barby der dritte und vierte Tag, ersterer weit überwiegend, zu Grunde gelegt werden, so dafs nunmehr die ungekürzte Formel lautet:

$$B\,\text{I} = p({}^1/_{10}\,D\,\text{VI} + {}^2/_{10}\,D\,\text{V} + {}^4/_{10}\,D\,\text{IV} + {}^3/_{10}\,D\,\text{III}) + $$
$$+ q \cdot \frac{2\,E\,\text{IV} + 8\,E\,\text{III}}{10} + r \cdot \frac{T\,\text{IV} + 9\,T\,\text{III}}{10} + \text{u. s. w.}$$

Bisher ist nun in der Formel nicht auf die rechtsseitigen kleinen Nebenflüsse unterhalb Dresden Rücksicht genommen. Da hier von denselben keine Pegelbeobachtungen bekannt sind, ist die Correctur

$$\pm\ {}^1/_2 \text{ Differenz } B\,\text{III}$$

angehängt, d. h. die halbe Differenz zwischen dem für B III berechneten und beobachteten Pegelstande ist dem für B I zu ermittelnden Wasserstande zugesetzt resp. abgezogen, eine Correctur, welche durch die Fehlersumme vor und nach derselben gerechtfertigt ist.

Kürzlich sind noch zwei gröfsere Fehler bei Anwendung der Formel nachgewiesen worden. Einer lag im Jahre 1858, als die Mulde einen besonders hohen Stand und schnellen Wuchs ($1{,}_{28}$ m pro 24 Stunden) hatte. Da sich die Verhältnisse seitdem an der Elbe sehr geändert haben, so war es nicht geboten, dieses Hochwasser in Rechnung zu ziehen, resp. die Formel danach zu ändern.

Der zweite Fehler betrifft die Zeit der Bodeüberschwemmung im Jahre 1871. Die Bode wird, wie bereits oben gesagt, durch die Formel nicht berücksichtigt. Ein amtlich regelmäfsig beobachteter Pegel ist nicht vorhanden, und bleibt also nur übrig, sich sehr starken Wasserwuchs telegraphisch mittheilen zu lassen und für denselben dem sonst ermittelten Resultate von B I einen aufserordentlichen Zusatz zu geben, welchen man aus dem Vorgleiche mit älteren, vorher schematisch zu ordnenden Beispielen zu entnehmen hat.

Bei anderen Strömen (resp. für einen anderen Elbpegel), in welche nicht so kurz oberhalb des in Frage stehenden Pegels ein so starker Nebenflufs, wie die Saale, mündet, dürfte die Vorausberechnung des zu erwartenden Wasserstandes geringere Differenzen ergeben.

Magdeburg, im December 1878. Maafs.

Die Wasser- und Landverbindungen Rotterdams und seine Erweiterungsbauten auf Feyenoord.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 31 im Atlas.)

I. Rotterdams binnenländische Wasserverbindungen.

Rotterdams Binnenschifffahrt wird, soweit selbige nicht durch ein künstlich geschaffenes Canalnetz erweitert ist, durch die Ströme Rhein, Maas und Schelde vermittelt.

Der Rhein theilt sich bald nach seinem Austritt aus Deutschland, bei Pannerden, in 2 Arme. Der Hauptarm, der ungefähr $^2/_3$ der Wassermassen des Rheins abführt, fliefst unter dem Namen Waal in westlicher Richtung über Nymegen nach Gorkum. Kurz oberhalb letzterer Stadt vereinigt er sich beim Fort Loevenstein mit der Maas und heifst von hier aus Merwe oder Merwede, wiewohl ihn die Waalschiffer noch eine Weile Waal und die Maasschiffer ebenso lange Maas zu nennen pflegen. Bei Hardinxfeld, wenige Kilometer unterhalb Gorkum, woselbst die Merwede bereits das Seerevier betritt, theilt sich selbige in 3 Arme, deren südwestlicher durch das versunkene Eiland, den Biesbosch, — eine Reihe schwimmender Inseln, — unter dem Namen Nieuwe (Neue) Merwede sich in das Hollandsch Diep ergiefst, und deren beide nordwestliche sich wieder bei Dordrecht vereinigen. Bei Dordrecht findet alsdann, gleich nach der Vereinigung letzthenannter Arme abermals eine Theilung statt. Der westliche Arm umfliefst unter dem Namen Oude (Alte) Maas die Südseite der Insel Ysselmonde, vereinigt sich sodann an der Insel Rozenburg mit der von Rotterdam kommenden Nieuwe (Neue) Maas und ergiefst sich unterhalb Brielle in die Nordsee. Der nordwestliche, Noord geheifsene, Arm vereinigt sich bei

Digitized by Google

Kinderdijk mit dem Lek und fliefst von hier aus unter dem Namen Nieuwe Maas, nachdem er dicht vor Rotterdam noch die holländische Yssel aufgenommen, an der Nordseite der Insel Ysselmonde, südlich von Rotterdam vorbei bis zur Westspitze der Insel Rozenburg. Von hier aus zweigt, wie vorbemerkt, der südlichere Arm, unter Beibehaltung des Namens Nieuwe Maas, nach Aufnahme der Oude Maas, bei Brielle, der andere, nördlichere, unter dem Namen Scheur, neuerdings durch den Durchstich am Hoek von Holland, in die Nordsee.

Der zweite kleinere nach Norden fliefsende Arm des Rheins heifst nach der Theilung bei Pannerden auf kurzer Strecke Canal von Pannerden, dann wieder Rhein oder Niederrhein. Dieser theilt sich vor Arnheim wieder in zwei Arme; der westliche behält seinen Namen, der nördliche nimmt den Namen geldrische Yssel an und ergiefst sich in die Zuidersee. Der Niederrhein fliefst bei Arnheim, Wageningen, Wyk bij Duurstede vorbei. Hier trennt sich rechts wieder ein Arm, der Krumme Rhein, ab, der sich bei Utrecht nochmals in zwei Theile spaltet, rechts als Vecht bei Muiden in die Zuidersee, links als alter Rhein über Leyden bei Katwijk in die Nordsee fliefsend. Der andere Arm heifst Lek und vereinigt sich bei Kinderdijk vor Rotterdam mit der Maas.

Während der Rhein selbst bis Mannheim aufwärts schiffbar ist, und seine Schifffahrtsverbindungen sich über Strafsburg noch weiter stromaufwärts erstrecken, ist die Schiffbarkeit der eigentlichen Maas auf die kurze Strecke von Hedel, etwas oberhalb S' Hertogenbosch, abwärts beschränkt. In Ersatz der von hier aus aufwärts bis Mastricht schwer regulirbaren Maas ist durch den zu Anfang dieses Jahrhunderts erbauten Willems-Canal eine schiffbare Verbindung ziemlich parallel mit der Maas hergestellt. Dieser Canal ist durch die Belgische Regierung in den 40er Jahren bis Lüttich verlängert, indessen man noch weiter aufwärts in letzter Zeit die Regulirung der oberen Maas selbst versucht hat.

Rotterdams Verbindung mit der Schelde war bis vor wenigen Jahren durch den Zusammenflufs der Ostschelde mit Theilläufen der Maas und des Rheins zwischen den Inseln Zuid-Beveland und Tholen resp. Duiveland der Provinz Zeeland ohne künstlich geschaffene Canalanlagen gegeben. Erst seit Erbauung der Eisenbahnlinie Roosendaal-Vlyssingen, welche die Durchdämmung der Ostschelde, sowie des Sloe zur Folge hatte, ist, in Uebereinstimmung mit dem Caland'schen Regulirungsprojecte der Flufsläufe Südhollands, den Wassern der Schelde ein von denen des Rheins und der Maas vollständig geschiedener Ablauf geschaffen worden. Als Ersatz für die hierdurch gelöste Verbindung der Binnenschifffahrt wurde zur Vermittelung des, namentlich zwischen dem Mittelrhein und Antwerpen regen Verkehrs, durch die Anlage des Zuid Beveland'schen Canals gleichzeitig mit der Durchdämmung des Sloe und der Ostschelde, eine neue Schifffahrtsverbindung wieder hergestellt. (cfr. Deutsche Bauzeitung, Jahrgang 1878).

Rotterdams binnenländische Schifffahrtsverbindungen specialisiren sich demnach wie folgt:

1) durch den Rhein mit Mittel- und Süddeutschland,

2) durch die Maas und den Mastrichter Canal mit dem Osten von Belgien,

3) durch die verschiedenen Verzweigungen des Rheins und der Maas, den Zuid-Beveland'schen Canal und die Schelde, bzw. den Canal von Ternenzen mit Antwerpen, bzw. der belgischen Provinz Flandern,

4) durch verschiedene schiffbare Binnencanäle mit den bedeutenderen holländischen Städten; so mit Delft, Haag, Amsterdam, Utrecht u. s. w.

II. Rotterdams Eisenbahnverbindungen.

Die Eisenbahnverbindungen Rotterdams mit dem Binnen- und Auslande sind folgende:

Die älteste Eisenbahnlinie Hollands verband Rotterdam mit der Residenz Haag und weiter über Leyden und Haarlem mit der Hauptstadt Amsterdam. Sodann trat Rotterdam im Jahre 1855 durch die Linie Utrecht-Arnheim-Emmerich, gleichzeitig mit Amsterdam, in erste Verbindung mit dem rechtsrheinischen Eisenbahnnetze, der Cöln-Mindener Eisenbahn. In den 60er Jahren trat hierzu, nach Fertigstellung des Trajects am Spyck unterhalb Emmerich, eine Verbindung mit der Endstrecke der Rheinischen Eisenbahn Cöln-Cleve-Griethausen. Seitdem sind in jüngerer Zeit, namentlich durch die Eisenbahnlinien Utrecht-Amersfoort-Zütphen, sowie Arnheim-Zütphen-Salzbergen, sowohl Verbindungen mit den nordholländischen Provinzen Overyssel, Drenthe, Friesland und Groningen, wie fernere directe Verbindungen mit Norddeutschland geschaffen. Eine durchgehende Eisenbahnverbindung Rotterdams mit den Südprovinzen von Holland wurde lange Zeit durch die grofse Schwierigkeit des Baues einer Brücke über das Hollandsch Diep verzögert. Rotterdam blieb durch lange Zeit Kopfstation für die in selbiges einmündenden, nördlich der Maas belegenen Eisenbahnen. Die Verbindung Rotterdams mit der in den 60er Jahren fertig gestellten Eisenbahn Antwerpen-Roozendaal-Moerdijk erfolgte früher von letzterem Punkte aus per Schiff, bis die in dem Jahre 1872 erfolgte Fertigstellung der Brücken von Moerdijk und Dordrecht diese Lücke im Eisenbahnnetze füllte. Im Anschlufs an diese Eisenbahnlinie wurde Rotterdam in den letzten Jahren durch die Eisenbahnlinie Roozendaal-Vlyssingen gleichzeitig mit der Provinz Zeeland verbunden, nachdem bereits einige Jahre früher durch die Linie Breda-Venlo eine fernere Verbindung mit dem linksrheinischen Eisenbahnnetze geschaffen worden war. Vollständig zum Abschlufs gelangten indessen die vorerwähnten Eisenbahnverbindungen erst im Jahre 1877 durch die Ueberbrückung der Maas bei Rotterdam und den Bau der Rotterdamer Stadtbahn. Seit diesem Zeitpunkte ist nunmehr die Nordspitze Hollands, ten Helder resp. Amsterdam via Haarlem, mit Antwerpen etc. durch einen continuirlichen Schienenstrang als verbunden zu betrachten. Im Projecte steht augenblicklich noch eine Verbindung Rotterdams mit dem deutschen Eisenbahnnetze durch eine zwischen den beiden Rheinarmen, dem Lek und der Waal, also durch die Betuwe, zu führende Eisenbahnlinie Rotterdam-Dordrecht, Gorkum-Tiel-Arnheim resp. Nymegen, zum Anschlufs an die von den preufsischen Grenzstationen Emmerich resp. Cleve ausgehenden rechts- resp. linksrheinischen Eisenbahnen.

III. Rotterdams Verbindungen mit der Nordsee.

Wenn nach Vorstehendem die Eisenbahn- wie Wasserverbindungen Rotterdams mit dem Binnenlande die denkbar günstigsten sind, so ist dies bezüglich seiner Verbindung mit der Nordsee nicht in gleichem Maafse der Fall.

Rotterdam liegt ungefähr 30 km vom Meer. Das Fahrwasser der neuen Maas hat in der Stromrinne daselbst eine

Digitized by Google

durchschnittliche Tiefe von 9 bis 12 m; aber bald unterhalb Rotterdam verflacht sich das Fahrwasser, so dafs weder die neue Maas, noch die anderen Flufsausläufe eine den heutigen Bedürfnissen genügende Schifffahrtstiefe mehr besitzen. Einmal haben die Mündungen der Maas eine eigenartige natürliche Neigung zu versanden, sodann aber wurde dieses Uebel dadurch in den letzten Jahrzehnten wesentlich verschlimmert, dafs, wie bislang bei den meisten im Ebbe- und Fluthgebiet liegenden Flüssen, die Regulirung der Maas nach falschen Principien vollzogen worden, dafs eben auf den ändernden Einflufs der Ebbe und Fluth nicht genügend gerücksichtigt worden war. Bei der Fruchtbarkeit des Untergrundes, welche Eigenschaft fast allen holländischen Wasserläufen gemein ist, hatte man auch hier, wo eben thunlich, mit Rücksicht auf den Terraingewinn mehr und mehr eine Einschränkung des Fluthprofils der Maas vorgenommen, und hierdurch die stromaufwärts fortschreitende Versandung wesentlich befördert.

Es ist nunmehr eine Reihe von Jahren her, dafs Ostindienfahrer durch die neue Maas via Brielle oder durch den Scheur via Maassluis mit der Fluth in Rotterdam einliefen. Im Jahre 1858 betrug die Schifffahrtstiefe zur Ebbezeit nur $2{,}_{50}$ m. Noch gegen Schlufs des vorigen Jahrhunderts hatte selbige mindestens $1{,}_{50}$ m mehr betragen. Die Einfahrt nach Rotterdam wurde dadurch von Jahr zu Jahr mehr erschwert. Schiffe von gröfserem Tiefgange waren gezwungen, den bedeutenden Umweg durch das Haringvliet und von hier aus entweder durch das Hollandsch Diep, die Dordsche Kil und rückwärts durch die Oude Maas oder auch den Noord-, oder vom Haringvliet durch het Spui zur Oude Maas zu nehmen, bis endlich die für die Rotterdamer Schifffahrt unerträglich gewordenen Mifsstände in den Jahren 1827 bis 1829 zu der Anlage des Canals von Voorne Veranlassung gaben. Seine Dimensionen wurden, den damaligen Verhältnissen entsprechend, für Schiffe von in max. 70 m Länge, $13{,}_{80}$ m Breite, und $5{,}_{60}$ m Tiefgang bemessen. Einstweilen war zwar hierdurch eine leidliche Abhilfe geschaffen, doch zeigte sich bald, dafs die gewählten Abmessungen dieses Canals den im stetigen Wachsthum begriffenen Ansprüchen der grofsen Schifffahrt nicht auf die Dauer genügten; andererseits machte aber auch die zunehmende Versandung der Haringvliet, die, bei der Beweglichkeit der dortigen Sandbänke, ungewöhnlich grofse Ansprüche an die Tüchtigkeit der Lootsen stellte, die Fahrt nicht ungefährlich. Die Ostindienfahrer zogen es bald vor, ihre Einfahrt nach Rotterdam noch südlicher, und zwar per Bróuwershaven durch die Grevelingen Hollandsch Diep etc. zu wählen, und selbst letztere Route zwang gleichwohl noch den gröfseren Theil der tiefer gehenden, auf der Rhede von Bróuwershaven einen Theil ihrer Ladung zu löschen und an kleinere Fahrzeuge abzugeben.

Trotz der vielen Zufuhrstrafsen drohte somit der Stadt Rotterdam das eigenthümliche Schicksal, von der grofsen Schifffahrt über kurz oder lang abgeschlossen zu werden. Der stetig im Zuwachs begriffene Handel Antwerpens, welcher seit Ablösung des Scheldezolles, im Jahre 1863, seine im Mittelalter erreichte Blüthe fast noch zu übersteigen versprach, und die bedrohte Existenz Rotterdams trieben zu energischen Maafsregeln und gaben dem bisher eingeschlagenen Palliativverfahren einen glücklichen Todesstofs.

Von den vielen, auf die Regulirung des Rotterdamer Seeweges bezüglichen Projecten wurde das Caland'sche zur Ausführung empfohlen, und mit selbigem im Jahre 1865 auch zur Ausführung geschritten. Welche Zweifel sich auch immerhin noch an die Aussicht auf einen endgültigen Erfolg knüpfen mögen, so sind jedenfalls die bis heute erzielten Resultate vollauf befriedigend. Besser wie alle Zahlen sprechen hierfür die in Anlafs derselben unternommenen und nunmehr bereits nahezu zum Abschlufs gebrachten Unternehmungen der staatlichen und communalen Behörden, sowie der Kaufmannschaft zu Rotterdam. Was ferner diese Hoffnung kräftigt, das ist die überzeugende Gründlichkeit, mit der Caland, die seinem Project vorausgeschickten und in einem besonderen Werke niedergelegten Untersuchungen über die Regulirung der in Ebbe- und Fluthgebiet belegenen Flufsläufe behandelt, und deren Resultate er eben seinem Regulirungsprojecte zu Grunde gelegt hat. Der neue Schifffahrtsweg, welcher nunmehr, unter Benutzung des nördlichsten Armes der neuen Maas, des Scheur, normal auf die Küste durch den Hoek van Holland gerichtet ist, ist seit dem Jahre 1872 der Schifffahrt frei gegeben. Seine Bedeutung folgt daraus, dafs heute, wo die mit dem Durchstich, resp. mit dem Caland'schen Regulirungsproject in directem Zusammenhang stehenden Regulirungsarbeiten in der neuen Maas noch nicht vollendet sind, bereits rot. $^{7}/_{8}$ der Rotterdamer Schifffahrt den neuen Schifffahrtsweg wählt. Die Einfahrtstiefe beträgt einstweilen $3{,}_{5}$ m bei Ebbe, d. i. $5{,}_{2}$ m bei Fluth. Das Nähere läfst sich aus nachfolgender Zusammenstellung, welche einem in der holländischen Abtheilung der letzten Ausstellung zu Paris ausgelegten Broschüre „Les travaux de la société de Commerce de Rotterdam à Feyenoord" entlehnt ist, entnehmen.

Frequenz des Rotterdamer Hafens (Einfuhr und Ausfuhr).

	1) durch die neue Maas bei Brielle.	2) durch den Canal von Voorne.	3) durch den Scheur bei Maassluis resp. später durch d. neu. Canal.	4) In Summa.
	ton	ton	ton	ton
1869	310909	1 889543	132614	2 333066
1870	380978	2 177869	73173	2 632020
1871	453646	2 406015	28708	2 888369
1872	410793	2 359700	290953	3 061446
1873	27723	1 826194	1 688654	3 542571
1874	1912	1 122217	2 252370	3 376499
1875	274	481142	2 982143	3 463559
	excl. Fischerboote.	incl. Fischerboote.	excl. Fischerboote.	

Ein endgültiges Urtheil über die Zulänglichkeit der durch die Arbeiten am Hoek von Holland eingeleiteten Regulirung des Rotterdamer Schifffahrtsweges wird voraussichtlich bis zum Jahre 1882 verspart werden müssen, woselbst die durch das Caland'sche Project bedingte Regulirung der neuen Maas selbst, welche sich bis Krimpen, ungefähr 10 km oberhalb Rotterdam aufwärts zu erstrecken hat, wahrscheinlich ihren Abschlufs gefunden haben wird.

IV. Rotterdams bisherige Schifffahrtsanlagen und Schifffahrtsverkehr.

Die Stadt Rotterdam liegt auf dem rechten, nördlichen Ufer der neuen Maas, theils im Binnen-, theils im Aufsenpolder. Letzterer Theil, der südliche Stadtbezirk, enthält eine gröfsere Anzahl älterer und neuerer Canäle, Grachten, deren Wasserspiegel mit der Fluth steigt und mit der Ebbe fällt. Der mittlere Ebbespiegel liegt an $-0{,}_{24}$ m A. P., mittlere Fluth an $+0{,}_{61}$ m A. P. Die Ebbe- und Fluth-

Digitized by Google

differenz beträgt daher, rot. $1,_{25}$ m. Die Terrainordinate beträgt für diesen Theil der Stadt in med. 2 bis $2,_5$ m über mittlerem Fluthspiegel. Bei starken Westwinden oder auch zur Zeit des Frühjahrhochwassers des Rheins und der Maas wird der gewöhnliche Fluthwasserspiegel häufig um $1,_0$ bis $1,_5$ m überschritten, und zur Zeit eines gleichzeitigen Zusammentreffens beider Umstände ist sogar ein Anwuchs des Wassers bis zu $2,_{80}$ m über gewöhnliche Fluthhöhe beobachtet worden. Alsdann sind Quais und ein Theil des Rotterdamer Aufsenpolders der Ueberfluthung preisgegeben.

Die Quais, welche den Fluſs, sowie die Grachten in einer Gesammtlänge von rot. 16 km umschlieſsen, liegen mit ihrer Oberkante in med. an $1,_5$ bis $2,_0$ m über gewöhnlicher Fluth; ihre Fundirungsunterkante reicht jedoch selten tiefer als bis zum mittleren Ebbespiegel. Der Fuſs ist von da abwärts meist nach dem natürlichen Böschungswinkel des Erdreichs abgeflacht und mit einem Basaltrevetement befestigt. Einmal ist hierdurch ein directes Anlegen der Schiffe an die Quais in den meisten Fällen unmöglich, sowie diese Anordnung auch die Anwendung von festen oder beweglichen Umladevorrichtungen ausschlieſst.

Auſser in zwei Grachten, woselbst die Fundirungsunterkante etwas tiefer liegt, und zwei Krahne von 25 resp. 10 ton Tragfähigkeit aufgestellt sind, existirt innerhalb des Bereichs der alten Rotterdamer Quaianlagen kein Krahn. Eine fernere Eigenthümlichkeit Rotterdams ist die, daſs auf den Quais kein Eisenbahngeleis existirt. Zum Theil begründet sich dies aus obigem Umstande, zum Theil aber auch aus der Schwierigkeit der Möglichkeit von Geleisanlagen, wegen der vielfachen Durchkreuzung Rotterdams von Wasserläufen. Der gröſsere Theil der Stadtbrücken sind Wipp- resp. Klappbrücken mit zweiseitigem Gefälle und sehr schmaler Fahrbahn, und wird daher die Ueberführung von Eisenbahngeleisen selbst da zur Unmöglichkeit, wo die Breite der Uferstraſsen ihre Anlage gestatten würde.

Die Lage der Stadt ist auſserordentlich günstig für den Import von Waaren, welche eingespeichert und in Rotterdam sortirt werden. Die Verzweigung der zahlreichen Wasserläufe innerhalb der Stadt selbst ermöglicht einen directen Ueberladeverkehr in die Speicher und Lagerräume. Die hauptsächlichen Marktartikel Rotterdams, wie Tabak, Südfrüchte und andere Colonialwaaren, finden in diesen vorläufige Aufnahme, um hierselbst zunächst sortirt zu werden und später in den Speicherauctionen unter den Hammer zu kommen. Artikel die durch Havarie auf See gelitten haben, erfahren gleichfalls meist am Platze selbst die zur Wiederherstellung derselben zu marktfähigen Artikeln nöthige Behandlung. Weniger günstig liegen die Verhältnisse für Transitgüter, namentlich solche, deren Weiterexpedition per Eisenbahn erfolgt. In Ermangelung von ausreichenden Entrepots auf den Quais bleiben die Güter — ähnlich wie in Antwerpen — oft tagelang in Schmutz und Regen, nur unter der schützenden Hülle von Theerdecken und alten Segeln, unter freiem Himmel liegen, bis es möglich ist, selbige per Achse nach den entfernten Bahnhöfen zu expediren. Vielfache Beschädigungen, sowie Mehrkosten für die Ueberwachung der Waaren durch die Steuerbehörden sind, abgesehen von der Vertheuerung der Waaren durch Spedition und Wagentransport, die unmittelbare Folge dieser Zustände.

Nach dem in den letzten Jahren, — und namentlich seit Eröffnung des Durchstichs am Hoek von Holland, — neu erhöhten Aufschwunge des Rotterdamer Handels sind die Quais, trotz ihrer bedeutenden Längenausdehnung meist derartig mit Transitgütern überfüllt, daſs ein Wagenverkehr auf selbigen auſserordentlich erschwert wird. Die bei einer Lagerung im Freien kaum mögliche Ordnung, die erschwerte Aufstapelung der Güter in gröſseren Höhenposten sind, namentlich zur Zeit eines regen Verkehrs auf den Eisenbahnen, schwer wiegende Miſsstände.

Der Schwerpunkt des Rotterdamer Handels liegt indessen in dem daselbst erfolgenden Uebergabeverkehr zwischen See- und Fluſsschifffahrt. Mehr als 60 pCt. des gesammten Seeverkehrs finden sich auf dem Rhein wieder, in Bewegung nach oder von Deutschland. Die amtlichen Notirungen der holländischen Zollabfertigungsstelle zu Lobith am Rhein (10 km unterhalb Emmerich), zeigen folgende Zahlen:

in den Jahren	durchschnittlich pro Jahr: bergauf ton	bergab ton	in Summa ton
1832—34	83116	271773	354889
1835—39	102430	348273	450703
1840—44*)	176370	294077	470447
1845—49	208718	333087	541805
1850—54	252031	478862	730893
1855—59**)	303725	547908	851633
1860—62	331140	846833	1 167973
	nach einigen Schwankungen:		
1870	503500	1 281577	1 785077
1871	666860	1 404689	2 071549
1872	848796	1 649224	2 498020
1873	844191	1 583081	2 427272
1874	712906	1 395080	2 107986
1875	674072	1 587425	2 261497

Man kann hierbei annehmen, daſs die angeführten Zahlen sich zum gröſsten Bruchtheile auf Güter beziehen, welche entweder für Rotterdam bestimmt, resp. daselbst verladen waren.

Die Ueberladung dieser Güter erfolgt zum gröſseren Theil auf der Maas selbst, so daſs für diese Seite des Verkehrs die vorgeschilderten Uebelstände und Mängel in den bisherigen Rotterdamer Verkehrseinrichtungen weniger fühlbar wurden.

V. Rotterdams Eisenbahnanlagen und Eisenbahnverkehr.

Eigenthümlicherweise wurde die Strecke Rotterdam-Utrecht der Niederländischen-Rhein-Eisenbahn erst im Jahre 1855, kurz vor der in das Jahr 1856 fallenden Eröffnung der Strecke Arnheim-Emmerich, dem Verkehr übergeben, nachdem die Linien Amsterdam-Utrecht-Arnheim, (sowie die Linie Rotterdam-Haag-Leyden-Amsterdam) bereits über ein Jahrzehnt im Betriebe waren. Die voraussichtliche Bedeutung dieser neu zu eröffnenden Linie für den Güterverkehr lieſs, in Verbindung mit den zu Rotterdam drückend empfundenen Miſsständen des Ueberladungsverkehrs zur Eisenbahn, die Niederländische Rhein-Eisenbahn-Gesellschaft die Lage ihres Bahnhofs unmittelbar an dem Ufer der Maas, im südöstlichen Theile von Rotterdam, wählen. Man baute Ueberladeschuppen,

*) Eröffnung der Eisenbahnlinie Antwerpen-Cöln via Lüttich Ende 1843.

**) Eröffnung der Anschluſs-Strecke Arnheim-Emmerich der Nederlandsche Rhyn Spoorweg.

Digitized by Google

Krahne, Ladegleise und sonstige nöthige und nützliche Einrichtungen, deren Abwesenheit man bislang auf den bisherigen Quais von Rotterdam, den Boompjes und der Willemskade, schmerzlich genug empfunden hatte. Wie der Verkehr auf den gesammten Linien der vorbenannten Gesellschaft, nicht zum mindesten in Folge der glücklichen Lage des Bahnhofs, sich nunmehr steigerte, läfst nachfolgende Zusammenstellung erkennen.

Ein- und Ausgangsverkehr der Niederländischen Rhein-Eisenbahn excl. Postgutverkehr.

Jahrgang	1856/57	7318	ton
-	1858/59	23145	-
-	1860/61	63377	-
-	1862/63	133600	-
-	1864/65	268611	-
	1866/67	358146	-
-	1868/69	413319	-
-	1870/71	441866	-
-	1872/73	610512	-
-	1873/74	650512	-
-	1874/75	618330	-
-	1875/76	596448	-
-	1876/77	626678	-

Die Provinz Zeeland.



Leider läfst sich aus dieser Zusammenstellung nicht entnehmen, mit wieviel Procent Rotterdam an diesen Sätzen theilnimmt.

Etwas schwieriger war es für die Staatseisenbahn, nach Fertigstellung der Linie Breda - Dordrecht - Rotterdam, einen für den Ueberladeverkehr gleich günstig gelegenen Bahnhof, wie den der Niederländischen-Rhein-Eisenbahn, zu schaffen. Die Staatsbahn erreicht die Rotterdam gegenüber liegende Insel Feyenoord mit einer Höhenlage von rot. $0,_{8}$ m über Hochwasser. Sie steigt sodann mit einer Rampe von 1 : 150, um in einer Höhe von $6,_{8}$ m über Hochwasser, zunächst den Koningshafen, ein von der Insel Feyenoord abgetheiltes offenes Bassin, auf einer Drehbrücke, und sodann die eigentliche neue Maas, auf einer festen Brücke, zu überschreiten. Von hier aus wird die Staatsbahn über den Stadtbahnhof an der Börse, zunächst in dem aufsendeichs belegenen südlichen Stadttheile Rotterdams, auf einem Viaduct — sodann in dem binnendeichs belegenen Stadttheile auf einer Dammschüttung —, dem vor dem Delftschen Thore belegenen Bahnhof der holländischen Eisenbahn zugeführt, um hierselbst an die Linie Rotterdam - Haag - Leyden - Amsterdam anzuschliefsen. Die ungünstige Lage des am äufsersten Nordende von Rotterdam, ziemlich entfernt von der Maas, belegenen Bahnhofs vor dem Delftschen Thore liefs die Staatsbahn von vornherein auf die Erweiterung desselben zum Güterbahnhof verzichten. Er ist augenblicklich nur noch als Personenstation, neben dem Stadtbahnhof an der Börse von Bedeutung.

Der Güterbahnhof wurde vielmehr nach der Insel Feyenoord verlegt, und wurde gleichzeitig zum Zwecke eines bequemen Wechselverkehrs mit der Schiffahrt die Anlage eines Eisenbahnhafens daselbst projectirt. Dieser in grofsem Maafsstabe entworfene Hafen, welcher am unteren Ende des Koningshaven von der Maas in die Insel Feyenoord hineinzweigt, hat seine Lage an der Stelle des ehemaligen Zwanen- und Mollegat erhalten. Er steht nach oben hin durch einen Spülcanal mit der Maas in Verbindung. Seine Länge beträgt, zwischen den beiden Uferlinien der Maas gemessen, 1400 m, von denen die untere, 1100 m lange Strecke eine Breite von 115 m erhalten hat, indessen die obere, vorzugsweise als Spülcanal dienende Strecke sich bis zu 30 m Breite verengt. Die Quaianlagen sind so projectirt, dafs Schiffe direct anlegen und mit Hilfe von beweglichen Dampfkrahnen, bequem löschen und laden können. Die Tiefe des Bassins beträgt jedoch nur $4,_{7}$ bis $4,_{8}$ m bei Niedrigwasser, d. i. $6,_{00}$ m bei Fluth, während der Königshafen auf $6,_{30}$ m Tiefe bei Ebbe erhalten werden soll. Auf die Anlage von ausreichenden Ueberladeschuppen und Entrepots für zollfreie Durchgangsgüter, deren Vorhandensein bisher am empfindlichsten in

Digitized by Google

Rotterdam vermifst wurde, ist besonders gerücksichtigt worden.

Eine eingehendere Behandlung der den Hafen der Staatsbahn — den Spoorweghafen — betreffenden Einzelheiten, wird bei Behandlung der durch die Rotterdamer Handelsvereinigung geschaffenen Hafenbassins folgen.

Auf diese Weise hatte die Staatsbahn durch die Anlage ihres Güterbahnhofes den ersten Impuls zum Umbau der Insel Feyenoord zu Handelszwecken gegeben. Gleichzeitig aber, und anknüpfend an die vom Staat projectirten Anlagen, traten nunmehr die Stadt Rotterdam und die Handelsvereinigung mit den Projecten zu den ihren Ressorts zufallenden Erweiterungsbauten auf, und schufen somit diese drei Factoren die nachfolgend in Kürze beschriebenen Anlagen. Im Laufe der betreffs derselben angeknüpften Verhandlungen gelangten der gröfsere Theil der Bauausführung so wie auch später der Betrieb in die Hände der letztgenannten Gesellschaft.

VI. Der Umbau der Insel Feyenoord und die Arbeiten der Rotterdamer Handelsvereinigung daselbst.

Die Insel Feyenoord, welche am linken Ufer der Maas, südlich von Rotterdam liegt, hatte ehemals die ungefähre Form eines überhöhten Halbkreises und wurde in der Linie der Peripherie von der neuen Maas, und in der Linie des Durchmessers von dem Mallegat resp. Zwanengat, einem Wasserlauf, der sie von der gröfseren Insel Ysselmonde schied, in der Richtung von Südost nach Nordwest umflossen. Sie gehörte der Stadt Rotterdam und bildete zwei kleinere durch den Moffendijk von einander geschiedene Polder. Das Terrain lag ungefähr an ± 0 A. P., und bestand, aufser der auf der Ostseite der Insel belegenen Maschinenfabrik und dem Werft der Nederlandsche Stoomboot Maatschappij, sowie einem auf der Nordwestseite — jetzt auf der Nordinsel — belegenen Heljing, ausschliefslich aus Weiden- und Ackergrund. Die Entwässerung der Insel wurde durch einige kleine Deichsiele in meist ausreichender Weise bewirkt.

Der Untergrund erwies sich, laut den zuerst durch die Staatsbahn gemachten Bohrungen, als wenig tragfähig. Bis zu einer Tiefe von — 4 m A. P. bestand er meist aus fettem Wiesenboden, zum Theil mit Sand durchsetzt. Hierunter folgten abwechselnd Moor, Thon und feiner Sand, bis sich endlich in der bedeutenden Tiefe von — 14 bis — 20 m A. P. eine tragfähige, scharfe Sandschicht vorfand. Im Allgemeinen war die Bodenbeschaffenheit am Nordufer, in der Nähe der Maas, besser als im Süden der Insel; am wenigsten tragfähig erwies er sich am Zwanen- und Mallegat, also an der Stelle des zukünftigen Hafens der Staatsbahn.

Die wesentlichste Veränderung erfuhr das Elland durch die Anlage des Königshafens, durch den die ganze Nordspitze von der ehemaligen Insel abgetrennt wurde. Die Ausführung dieser Arbeit war Sache der Stadt Rotterdam gewesen und zum Theil durch die Anlage der beiden Brücken bedingt worden. Die Insel selbst ging später in den Besitz der Rotterdamer Handelsvereinigung über, nachdem die Einfassung des Königshafens, wie die der Nordspitze der Insel mit festen Böschungen noch durch die Stadt bewirkt worden war. Die Breite des Hafens wurde zu 150 m, seine Tiefe zu — $6{,}_{34}$ m A. P. in der Mitte und zu — $5{,}_{00}$ m in der Nähe der Ufer bemessen. Es wird sowohl im Zuge der Staatsbahnlinie als auch im Zuge der zu Schlufs 1878 dem Verkehr übergebenen Wege-, der Willems-Brücke von Drehbrücken überschritten, während die Ueberbrückung der Maas auf festen eisernen Brücken erfolgt ist.

Aufser vorerwähnten Arbeiten und einer festen Wegebrücke über den oberen Hafenmund des Eisenbahnhafens, welche gleichfalls durch die Stadt Rotterdam behufs Ueberführung des nach den Ortschaften der Insel Ysselmonde bestehenden Communalweges zur Ausführung gelangte, — abgesehen ferner von den Anlagen der Staatsbahn — und zwar der Ueberbrückung der Maas und des Königshafens, der Schüttung des Eisenbahndammes, der Anlage des Güterbahnhofes, dem Aushub des Eisenbahnhafens und dem Bau der Quais an der Südwestseite desselben, — waren sämmtliche übrigen Bauausführungen Sache der Handelsvereinigung.

Das Besitzinventar der Handelsvereinigung ist demnach zunächst folgendes:

1) Der durch den Königshafen abgeschnittene Theil ist von der Stadt an die Rotterdamer Handelsvereinigung verkauft und von letzterer namentlich für die Anlage von kaufmännischen Büreaus u. s. w. reservirt worden.

2) Ferner hat die Gesellschaft den schmalen Terrainstreifen zwischen dem Eisenbahndamm der Staatsbahn und einer parallel mit letzterem neu angelegten nach den Ortschaften der Insel Ysselmonde führenden Strafse, sowie einen Terrainstreifen längs des linken Ufers des Königshafens erworben. Diese für die Bebauung bestimmten Terrains sollen allmälig verkauft werden.

3) Gleichzeitig mit diesem Terrainerwerb ist der Handelsvereinigung, auf den Zeitraum von 99 Jahren, das Nutzungsrecht auf dem zwischen der vorbesprochenen Communalstrafse resp. dem Eisenbahndamm und dem bereits behandelten Staatsbahnhafen belegenen Terrain übertragen worden.

Die Bauausführungen der Handelsvereinigung, welche sich namentlich auf das letztere Terrain erstrecken, umfassen folgende Anlagen:

1) die Umfassung der Nordostseite des Eisenbahnhafens mit Quaimauern in einer Länge von rot. 1400 m;

2) die Herstellung eines zweiten, dem Staatseisenbahnhafen parallelen Hafenstichbassins, des sogenannten Binnenhafens. Die Länge desselben beträgt rot. 1000 m, die Breite rot. 80 m; letztere verjüngt sich gegen das Ende bis zu rot. 40 m. Die Tiefe des Bassins ist um ungefähr 1 m gröfser bemessen, als die des Eisenbahnhafens, nämlich zu $5{,}_{50}$ m bei Ebbe, d. i. zu $7{,}_{00}$ m bei Fluth. Das Bassin ist ringsum mit Quaimauern umfafst, welche ein directes Anlegen der tiefgehendsten Schiffe gestatten. Für geeignete Ladevorrichtungen ist gleichfalls in ausgiebigster Weise Rechnung getragen. Die Einfahrt dieses auch vom Königshafen aus zugänglichen Bassins ist durch eine Klappbrücke von 23 m Lichtweite und $10{,}_{50}$ m Fahrbahnbreite überbrückt. Die in kürzester Zeit zu bewerkstelligende Bewegung dieser Brücke erfolgt vermittelst eines hydraulischen Motors. Behufs Ermöglichung einer steten Wassererneuerung hat das Bassin eine dükerartige Verbindung mit dem Eisenbahnhafen erhalten, welcher, wie bereits erwähnt, durch den an der Stelle des ehemaligen

Digitized by Google

Mallegat belegenen Spülgraben mit der oberen Maas communicirt;

3) die Anlage eines nach Osten von dem Binnenhafen abzweigenden Stichbassins, des sogenannten Entrepothafens. Selbiger ist 220 m lang, 60 bis 70 m breit und von gleicher Tiefe wie der Binnenhafen. Er ist gleichfalls mit tief reichenden Quaimauern umgeben und erhält auf der Nordseite ein Entrepot von rot. 200 m Länge und 37 m Tiefe.

4) die Anlage von Quais längs des Königshafens zu beiden Seiten der Klappbrücke, soweit das Terrain der Handelsvereinigung reicht, in einer Gesammtlänge von rot. 340 m, deren Fundirung gleichfalls auf das Anlegen von tiefer gehenden Schiffen berechnet ist;

5) die Errichtung von zahlreichen Ueberladeschuppen, sowie die Anlage von rot. 13 km Eisenbahngeleis auf sämmtlichen Quais. Die Verbindung der letzteren mit dem Güterbahnhof erfolgt einerseits über die Klappbrücke des Binnenhafens, sowie über die Drehbrücke des Eisenbahnhafens, andererseits über eine über den Spülgraben des Eisenbahnhafens erbaute feste Brücke. Das Rangiren geschieht, soweit die Ueberführung der Wagen über die südliche, feste Brücke bewirkt wird, durch Locomotiven, im übrigen durch Pferde.

Aufser den vorerwähnten Terrains hat die Rotterdamer Handelsvereinigung noch den an der Südseite des Königshafens, oberhalb der Eisenbahndrehbrücke belegenen, der Stadt gehörigen Terrainstreifen in einer Breite von 60 m miethsweise für eine kürzere Zeit übernommen. Da die von der Stadt hierselbst erbauten Ufereinfassungen nicht genügend tief fundirt sind, so hat die Gesellschaft, zur Ermöglichung des Anlegens von tief gehenden Schiffen, ein Provisorium durch den Vorbau eines hölzernen Bohlwerkes geschaffen.

Mit Rücksicht auf die äufserst schwierige Fundirung sind als Ladevorrichtungen meist bewegliche Dampfkrahne vorgesehen. Einzelne feste Krahne von gröfserer Tragfähigkeit, sowie hydraulische Aufzugsapparate, namentlich für die Zwecke der am Entrepot- und Binnenhafen belegenen Lagerschuppen sind gleichfalls im Bau.

Das gesammte, ziemlich umfangreiche Terrain der Handelsvereinigung hat eine Umfriedigung durch eine aus Betonmauerwerk gegossene Mauer von rot. 1500 m Länge erhalten.

VII. Generelle Disposition der Quais.

Die Gesammtdisposition der auf dem Handelsterrain an dem Binnen-, Königs- und Eisenbahnhafen belegenen, mit geringen Abweichungen gleichen Quais, zeigt die Skizze des Profils am Binnenhafen auf Bl. 31.

Die Ladeschuppen, deren voll überdeckte äufsere Ladebühne unmittelbar an die Quaimauer anschliefst, befinden sich mit ihrer Aufsenwand in einer Entfernung von $10,_5$ m von der Vorderkante der Quaimauer. Letztere hat nächst der Wasserseite ein für die beweglichen Dampfkrahne nutzbares Eisenbahngeleis von normaler Spurweite erhalten; die übrig verbleibende Profilbreite über der Quaimauer ist nicht für ein zweites Eisenbahngeleis, zum Aufstellen von Güterwagen verwendet, sondern für die Verbreiterung der äufseren Ladebühne nutzbar gemacht worden. Vorzugsweise hat der Ausschlufs eines Locomotivbetriebes, in Fürsorge für die Stabilität der Quaimauer, hierzu vorläufige Veranlassung gegeben, jedoch sind sämmtliche Abmessungen so gegriffen, dafs nach genügender Consolidation des Untergrundes jederzeit diese Anordnung vorzunehmen wäre. Die Ladeschuppen haben eine Breite von $18,_5$ m im Lichten und von $28,_4$ m zwischen den Aufsenkanten der überhängenden Dächer gemessen; ihr Fufsboden liegt in normaler Ladebühnenhöhe. Einige der Ladeschuppen sind, wie die Skizze zeigt, auf einer Seite zweietagig behufs Aufnahme von Büreauräumen für kaufmännische und zollamtliche Zwecke. Die Schuppen sind allseitig durch coulissenförmige, aus Wellblech aufserordentlich leicht construirte, auf Rollen bewegliche Schiebethüren verschliefsbar. Letztere bieten wasserwärts ungefähr zwei Drittel, geleiswärts die Hälfte der Frontlänge an Oeffnungen. Hinter den Ladeschuppen befinden sich drei durch Weichen verbundene Eisenbahngeleise resp. für Ankunft, Abfahrt und Aufstellung. Aufserdem gestatten Schiebebühnen auf dem zwischen dem Binnen- und Eisenbahnhafen belegenen Zungenquai zwischen den in Zwischenräumen von 12 bis 30 m angeordneten Ladeschuppen das Rangiren einzelner Wagen über die ganze Quaibreite fort.

Die in Aussicht genommenen Krahne sind vorzugsweise bewegliche Dampfkrahne von $1,_5$ t Tragfähigkeit. Die Aufstellung einzelner fester Krahne von gröfserer Tragfähigkeit wird gleichfalls beabsichtigt. Jedoch soll deren vorläufig nur einer von 30 t Tragfähigkeit construirt werden. Dem eventuellen, zunehmenden Bedürfnifs entsprechend ist für 5 weitere feste Krahne von 5 bis 30 t Tragfähigkeit der nöthige Platz zwischen den in gröfseren Abständen angeordneten Ladeschuppen reservirt worden. Schliefslich wird noch die Construction eines grofsen Pontonkrahns von 100 t Tragfähigkeit beabsichtigt. Seine Verwendung würde sich vorzugsweise auf einen Wechselladeverkehr zwischen See- und Flufsfahrzeugen auf der Maas beschränken.

Die Gesammtdisposition des zum Staatsgüterbahnhof gehörigen südwestlichen Quais des Eisenbahnhafens ist im Allgemeinen dieselbe wie die vorbeschriebene der zum Terrain der Handelsvereinigung gehörigen Quais. Nur wurde hierselbst auf dem nächst der Wasserseite zwischen Bassin und Schuppen befindlichen Terrainstreifen, behufs Ermöglichung eines directen Ueberladeverkehrs zwischen Schiff und Eisenbahn aufser dem Krahngeleis noch ein Gütergeleis angelegt. Bei der um 1 m geringeren Wassertiefe des Eisenbahnhafens war die letztere Anordnung — rücksichtlich der Stabilität des hierselbst gewählten Profils der Quaimauer — möglich.

Das Detail der Quaimauer selbst anlangend, so ist das Constructionsprincip der seitens der Rotterdamer Handelsvereinigung zur Ausführung gelangten Profile im Wesentlichen durch die Skizze auf Bl. 31 charakterisirt. Die Stabilität der Quaimauer gegen den seitlichen Erddruck wurde vorzugsweise dadurch gesichert, dafs man das Hinterfüllungsmaterial, entsprechend dem natürlichen Böschungswinkel, sich unter der Quaimauer abflachen liefs. Es erscheint danach selbige lediglich als Bekleidungsmauer der Böschung. Das Profil der Quaimauer des Binnenhafens ist — nebenbei bemerkt — dadurch noch von erhöhtem Interesse, dafs man die, Zwecks einer Reduction des Eigengewichts geschaffenen Hohlräume theilweise für Lagerzwecke nutzbar gemacht hat. Während

Digitized by Google

die beiden wasserwärts belegenen Abtheilungen zum Stapeln von einzukellerndem Gut dienen, hat die landwärts belegene schmalspurige Geleise für einen Transport innerhalb des Kellers selbst erhalten. In kleineren Zwischenräumen sind ebendaselbst an Stelle der abdeckenden Cementkappen Luken angeordnet, durch die, vermittelst des über der äufsersten Abtheilung sich bewegenden Krahns, eine Bedienung der Kellerräume möglich ist. Der Zugang zu letzteren wird durch landwärts vorspringende Treppen vermittelt.

Im Gegensatz zu den Quaimauern der Handelsvereinigung ist die seitens des Staats am Südwestquai des Eisenbahnhafens zur Ausführung gebrachte Quaimauer als Vollprofil auf stark verbreitertem Fundirungsroste ausgebildet.

Die Wirkung der von dieser Quaimauer voll aufzunehmenden Horizontalcomponenten des Erddrucks ist somit hier in wesentlich anderer Weise dadurch paralysirt worden, dafs gleichzeitig die Verticalcomponenten des auf dem verbreiterten Rost auflagernden Hinterfüllungsmaterials für die Stabilität nutzbar gemacht worden sind. Eine letzterer ähnliche Construction ist neuerdings von der Handelskade zu Amsterdam zur Ausführung gelangt.

Die Fundirung besteht bei sämmtlichen Quaimauern auf Feyenoord aus Pfahlrost. — Ihre Abdeckplatte liegt, entsprechend der Höhenlage des Terrains an $+3,_{50}$ resp. $+3,_{60}$ A. P., — also $0,_{32}$ resp. $0,_{42}$ m über dem höchsten bekannten Wasserstand.

IX. Generelle Anordnung des Entrepots.

Das Entrepotgebäude hat eine Länge von rot. 200 m bei 37 m Breite. Es ist durch 4 feuersichere Zwischenwände der Länge nach in 5 Einzelräume getheilt, und ist dementsprechend auch die Versicherung gegen Feuersgefahr für jeden Raum inclusive seines Inhalts getrennt vorgenommen. Die Theilwände sind ungefähr 2 m über das Dach hochgeführt, und sind selbige vorläufig durch keine Thüröffnungen unterbrochen. Jedoch sind für den Fall, dafs der Verkehr innerhalb des Schuppens selbige wünschenswerth machen sollte, gewölbte, rot. 1 m vor die Brandmauer vorspringende Mauervorlagen vorgesehen, welche alsdann mit gepanzerten, in 2 m Entfernung von einander anzuordnenden hermetisch schliefsenden Thüren versehen werden würden.

Das Entrepot befindet sich an der Nordseite des Bassins, und zwar in einem Abstande von rot. 13 m von dem Uferrande desselben. Die Oberkante der Quaimauer liegt hierselbst an $+4,_{50}$ m A. P., gegen $+3,_{40}$ m auf der übrigen Strecke des Bassins. Der Fufsboden des Parterres des Entrepots ist in gleiche Höhe mit der hohen Quaimauer gelegt, mithin rot. 1 m höher als das Terrain. Drei Gänge von 14 m Breite durchschneiden das Entrepot in Terrainhöhe und ermöglichen ein Ueberladen von eingespeicherten resp. einzuspeichernden Gütern von den Land- und Eisenbahnfahrzeugen ohne Anwendung von Hebevorrichtungen.

Das Entrepot umfafst:

a) ein feuersicheres Kellergeschofs mit einer Gesammtfläche von . . . . 4663 qm
b) ein hohes Parterre von . . . . 5036 -
c) ein erstes Geschofs von . . . . 6496 -
d) ein zweites Geschofs von . . . . 6496 -
e) ein Dachgeschofs von . . . . 6521 -

Der Raum unter den Quergängen konnte wegen mangelnder Constructionshöhe nicht unterkellert werden, daher die Flächendifferenz zwischen dem Kellergeschofs und den übrigen Etagen.

Das Kellergeschofs ist durch Mauern und Gänge in Einzelräume von 5 m Breite getheilt; jeder derselben ist mit Kappen aus Cementgufswerk zwischen gewalzten Trägern überwölbt. Die Träger sind vollständig mit Cementgufs überdeckt, und befindet sich hierüber eine Asphaltschicht, welche den Fufsboden des Erdgeschosses bildet.

Die Deckenconstruction der übrigen Etagen besteht aus einem hölzernen Fufsbodenbelag auf Holzbalken, welche von gewalzten Unterzügen unterstützt werden. Diese ruhen auf Säulen von Gufseisen, welche durch sämmtliche Etagen durchgreifen.

Nach den bei gröfseren Bränden in London und Antwerpen gemachten Erfahrungen hat man darauf verzichtet, das Gebäude mit sogenannten feuersicheren Deckenconstructionen in den über Terrain liegenden Etagen zu versehen, vielmehr hat man sich mit der Anordnung einer allenfalls möglichen feuersicheren Einwölbung des Kellers begnügt, und im Uebrigen sich darauf beschränkt, eine eventuelle Feuersgefahr durch die Zwischenschaltung von starken Brandmauern auf einen Theil des Gebäudes zu localisiren.

Die Höhe der einzelnen Etagen ist der voraussichtlichen, durch die Tragfähigkeit des Fufsbodenbelags bedingten Belastungshöhe angepafst und dementsprechend innerhalb bescheidener Grenzen gehalten. Die Firstlinie des Daches erhebt sich nicht über $16,_{15}$ m über Terrainhöhe.

Die in Aussicht genommenen Hebevorrichtungen bestehen zunächst aus beweglichen Krahnen von $1,_5$ t Tragfähigkeit. Selbige befinden sich auf dem Quai vor dem Entrepotschuppen, und vermitteln ebensowohl einen Ueberladeverkehr von den Schiffen auf das in gleicher Höhe mit dem Fufsboden der Wagen liegende Plateau des Erdgeschosses, wie auch in die Kellerräume. Eine rund um das Gebäude, in Höhe der ersten Etage, herumlaufende Gallerie, sowie kleine, in Höhe der zweiten Etage angeordnete Balcons ermöglichen gleichfalls einen directen Verkehr mit den höheren Geschossen des Gebäudes. Waaren, welche für das Dachgeschofs bestimmt sind, werden durch die in den Frontmauern ausgesparten Fenster resp. Luken entweder vermittelst der Krahne oder der eigens für den Betrieb dieser Etage angeordneten Flaschenzüge befördert.

Aufserdem befinden sich im Innern des Gebäudes 16 Aussparungen in der Deckenconstruction behufs Aufnahme von Anfzügen, von denen vorläufig 4 zur Ausführung gelangen sollen. Für den Betrieb dieser letzteren hatte man anfänglich Dampfkraft in Aussicht genommen, und zwar sollte die Dampfleitung zu den Cylindern der einzelnen Anfzüge von einem gemeinschaftlichen Kesselhause aus erfolgen. In diesem Falle waren die beweglichen Krahne als Dampfkrahne in üblicher Construction vorgesehen. Nähere Unterhandlungen mit dem Hause Armstrong in Newcastle upon Tyne gaben jedoch der Anordnung eines hydraulischen Motors aus Billigkeitsrücksichten den Vorzug. Vorläufig hat man sich auf die Aufstellung eines Accumulators beschränkt, von dem der gröfsere Theil der Hebevorrichtungen, die Aufzüge, das Entrepot, ein Theil der beweglichen Krahne des Entrepot-

Digitized by Google

und Binnenhafens, der feste Krahn von 30 t Tragfähigkeit, sowie noch ein Schiffsspill bedient werden.

Die räumlichen Abmessungen des Maschinenhauses, Fundirungen der Kesselfundamente etc. sind indessen gleich auf die eventuelle Aufstellung eines zweiten Accumulators berechnet worden.

X. Uebersicht der geschaffenen Anlagen und Schlufsbemerkungen.

Die durch die Arbeiten der Rotterdamer Handelsvereinigung vorläufig geschaffenen Anlagen umfassen

I. an Hochbauanlagen:

1) das Entrepot mit 4663 qm Keller- und 21550 qm Etagenfläche;

2) die Ladeschuppen mit zusammen 15000 qm Lagerfläche.

II. an Quaianlagen:

1) Quais mit einer Vortiefe von $5,_{80}$ m bei mittlerem Ebbe-, resp. $7,_{00}$ m bei mittlerem Fluthwasserstande

a. im Entrepothafen an der Nordseite von 240 m, an der Südseite von 200 m, an der Ostseite von 68 m Länge;

b. im Binnenhafen an der Ostseite von 900 m, an der Westseite von 1000 m, an der Südseite von 40 m Länge; zusammen von 2448 m Länge.

Hierzu gehören 11000 qm Kellerräume in der östlichen Quaimauer des Binnenhafens.

2) Quais mit einer Vortiefe von $4,_{80}$ bezw. $6,_{00}$ m.

c. an der Südseite des Königshafens von 340 m und

d. an der Ostseite des Staatsbahnhafens von 1100 m Länge, also zusammen von 1440 m Länge.

3) Quais mit einer Vortiefe von $3,_{80}$ m bezw. $5,_{00}$ m.

e. längs des Spülcanals des Staatsbahnhafens von 300 m Länge.

Die gesammten Quaianlagen haben hiernach eine Länge von 4188 m.

III. an Geleisanlagen:

überhaupt rot. 8000 lfd. m nebst den nöthigen Zufuhrstrafsen für das Landfuhrwerk.

IV. an Ladevorrichtungen:

12 bewegliche Krahne, à $1,_{5}$ t Ldf., mit Dampfbetrieb, 4 bewegliche Krahne wie vor mit hydraulischem Betrieb, desgleichen 1 festen Krahn von 30 t Tragfähigkeit, 1 Schiffsspill und 4 Aufzüge.

Auf eine Schiffszahl bezogen, reichen die vorhandenen Quaianlagen aus, 4000 Dampfschiffen per Jahr einen Ueberladeverkehr zu ermöglichen, unter Voraussetzung einer Liegezeit von 3 Tagen pro Schiff und unter Ausschlufs der Sonntage.

Nach vollständigem Ausbau des Terrains der Handelsvereinigung wird sich die Fläche der Ueberladeschuppen, welche vorläufig nur dem gegenwärtigen Verkehr angepafst ist, auf 50000 qm, ferner die Gesammtlänge der Lade- und Rangiergleise auf 13 km erhöhen können. Die Anlage eines zweiten Entrepots auf der Südseite des Entrepothafens, sowie die Anlage von Packhäusern in der Axe des zwischen dem Binnen- und Eisenbahnhafen belegenen Zungenquais sind unter Einschlufs der hierdurch bedingten Vermehrung von Ladevorrichtungen einer späteren Zeit vorbehalten. In gleicher Weise würde selbige über die im Projecte stehende, in der Situationsskizze bereits eingezeichnete Anlage eines dritten vom Königshafen, nordöstlich vom Eisenbahndamm abzweigenden Bassins zu entscheiden haben.

Der erste Spatenstich zu vorbeschriebenen Anlagen wurde im April 1874 gemacht. Die Betriebsübergabe sollte im October 1878 stattfinden. Bei meinem Besuche zu dieser Zeit war zwar selbige noch nicht erfolgt, jedoch waren sämmtliche Arbeiten soweit vorgeschritten, dafs die Uebergabe binnen kürzester Frist bevorstand.

Die bauleitenden Ingenieure der Gesellschaft waren die Herren A. W. Mees und T. J. Stieltjes zu Rotterdam, von welchen der letztere, ein Sohn des in fachmännischen Kreisen bekannten verdienstvollen gleichnamigen Ingenieurs, noch vor Abschlufs des Werkes im Frühjahr 1878 — leider zu früh — verstarb.

Gleichzeitig mit den Arbeiten der Rotterdamer Handelsvereinigung hatte die Stadt Rotterdam den Bau einer festen eisernen Wegebrücke über die Maas in Verbindung mit einer Drehbrücke über den Königshafen, dicht unterhalb der Eisenbahnbrücke beschleunigt. Zu eben jener Zeit wurden die letzten Arbeiten, die Anschüttungen der Rampen, die Probebelastungen und Durchbiegungsversuche an der Wilhelmsbrücke vorgenommen.

Das ehemalige Eiland Feyenoord, welches noch vor wenig mehr als 5 Jahren, — von dem auf der Nordseite desselben angesiedelten Schiffswerft der Ned. Stoomboot Maatschappy und einer Hellingsanlage abgesehen, — nur ein fruchtbares Weide- und Ackerland war, ist sonach durch die neugeschaffenen Anlagen der Schwerpunkt des Rotterdamer Handels geworden, und schwerlich wird noch ein gleicher Zeitraum erforderlich sein, um die das äufsere Aussehen abschliefsende Bebauung des noch disponiblen Terrains, namentlich auf der zwischen der Maas und dem Königshafen belegenen Nordinsel zu vollenden. Die ganze Hoffnung der Rotterdamer Kaufmannschaft concentrirt sich nunmehr auf die Erfüllung der an den neuen Schifffahrtsweg zur See gestellten Erwartungen.

Wer Rotterdam vor 8 Jahren besucht hat und es heute wiedersieht, wird manches verändert finden. Die nunmehr zwischen Norden und Süden geschlossene Eisenbahnverbindung, die in Consequenz dieser geschaffene Nordbahn, zwei feste Brücken, die grofsartigen Anlagen auf Feyenoord sind in dieser Zeit neu entstanden, und Hand in Hand mit den ausgeführten Bauten hat namentlich die grofse Schifffahrt eine Verschiebung von der Seite des alten Rotterdam nach dem linken Ufer von Feyenoord erfahren.

Die kommende Zeit wird lehren, in wie weit Rotterdam bei seiner überaus günstigen Lage an einem der schiffbarsten Ströme des europäischen Continents es verstehen wird, den Verkehr, zumal für Mittel- und Süddeutschland an sich zu ziehen.

Hauptsächlich ist es die Concurrenz Antwerpens, welche Holland, wie gegentheils Antwerpen, keine Opfer scheuen läfst, diesen Existenzkampf mit allen Mitteln des Friedens auf's Schneidigste zu führen. In der jüngsten Zeit ist es wieder nichts Geringeres, als ein neues Hafenproject von einem Umfange wie dasjenige von Ymuiden, — nämlich die Anlage eines Nordseehafens bei Scheveningen in Verbindung mit einem Anschlufscanal zur neuen Maas bei Vlaardingen, —

Digitized by Google

welches aus dieser Initiative entstanden und hier, namentlich hinsichtlich des Personenverkehrs zwischen Deutschland und England, dasjenige mit erreichen helfen soll, was Vlyssingen mit der Queenborough- und Rotterdam mit der Harwich-Linie noch nicht zu schaffen vermögen.

Berlin, im August 1879. Havestadt.

Neuere Bahnhofs-Anlagen in England. *)

(Mit Zeichnungen auf Blatt 32 und 33 im Atlas.)

I. Güterstation White Cross der Midland-Eisenbahn in der City zu London.

Wie in Bezug auf den Personenverkehr bei der Entwickelung der Eisenbahnverhältnisse Londons sich consequent das Bestreben geltend gemacht hat, mit den Personen-Stationen immer weiter in das Innere der Stadt, bis zu den Mittelpunkten des Verkehrs vorzudringen, und in Folge dessen allmälig eine Reihe der gröfsten Bahnhofsanlagen mitten in der City unter aufserordentlichen Kosten geschaffen worden ist, so haben auch mehrere der in London mündenden Bahnen sich veranlafst gesehen, eigene Güter-Stationen in der City zu errichten, wie z. B. die Great Western-Bahn in Smithfield Market und die Great Northern-Bahn in Farringdonstreet.

Die neueste Anlage dieser Art ist die im Frühjahr 1878 dem Verkehr übergebene White Cross-Station der Midland-Bahn. Dieselbe ist, wie aus den Zeichnungen auf Bl. 32 u. 33 zu ersehen, zweietagig, ähnlich der bekannten Broadstreet-Station, doch gewissermaafsen deren Gegenstück. Während nämlich in Broadstreet, woselbst die Bahn mittelst Viaducte über die Strafsen geführt ist, der Eisenbahnverkehr sich in der oberen, der Landverkehr in der unteren, im Niveau der Strafse gelegenen Etage bewegt, laufen bei der im Anschlufs an die unterirdische Bahn erbauten White Cross-Station die auf der Underground Railway ankommenden Güterzüge in der unteren Etage der Station ein, und werden von hier die Wagen mittelst hydraulischer Aufzüge in die obere, im Niveau der Strafse gelegene Etage gehoben behufs Entladung auf das Rollfuhrwerk.

Die den Verkehr nach Hull, Leeds und Newcastle vermittelnde Midland-Bahn, deren Haupt-Güterbahnhof im Norden Londons bei Kings Cross, in bedeutender Entfernung von der City gelegen ist (von wo aus die Züge auf die unterirdische Bahn übergehen können), hat die neue Anlage, wie die Situationszeichnung auf Bl. 32 veranschaulicht, zwischen den Stationen Moorgatestreet und Aldersgatestreet der unterirdischen Bahn errichtet, mitten in dem verkehrsreichsten Theile der City, und nur wenige Minuten von dem Hauptcentrum des Verkehrs in derselben, dem kleinen Platze vor der Bank und Börse.

Die Wahl des unregelmäfsigen, zwischen den beiden engen, convergirenden Nebenstrafsen Red Cross und White Cross gelegenen Bauplatzes, welcher nur durch Abbruch der darauf befindlichen Häuser gewonnen werden konnte, war durch den Umstand bedingt, dafs die auf dieser Strecke sonst im Tunnel laufende unterirdische Bahn an dieser Stelle in einen kurzen offenen Einschnitt tritt, der von den beiden Querstrafsen mittelst Ueberführungen überschritten wird. An der der White Cross Street zugekehrten Seite des Bauplatzes ist ein vieretagiger Speicher errichtet, in welchem in der in England üblichen Weise die ankommenden Güter auf Verlangen der Empfänger längere Zeit von der Eisenbahngesellschaft gegen geringe Kosten magazinirt werden; die nach der Red Cross Street gelegene Seite wird von der Güterhalle eingenommen. — Das Geschick, mit welchem die aus der unregelmäfsigen Form des Bauplatzes entstehenden Schwierigkeiten gelöst sind, sowie die sorgfältige Ausnutzung des sehr beschränkten Raumes, zu welcher der enorme, in der City nicht selten 800 ℳ pro qm erreichende Grunderwerbs-Preis zwang, geben der Anlage jedenfalls ein besonderes Interesse.

Von der auf der Strecke zwischen Moorgate Street und Kings Cross viergeleisigen unterirdischen Bahn (der sog. widened line) zweigt unmittelbar nach dem Austritt der von Aldersgatestreet kommenden Geleise aus dem Tunnel das Anschlufsgeleis der Station ab, welches sich in der Station in ein Maschinen- und zwei Aufstellungsgeleise zerlegt; ersteres ist über die Station hinaus verlängert und endet in zwei zur Aufstellung der Maschinen dienende todte Geleise.

Der Verkehr in der unteren Etage der Station theilt sich in zwei Gruppen, nämlich in den Speicherverkehr und in den für die Güterhalle bestimmten Verkehr. Für den ersteren dienen 4, normal zu den Aufstellungsgeleisen gerichtete Vertheilungsgeleise, von denen das äufserste im Speicher selbst liegt und als Ladegeleis benutzt wird. Mit den Aufstellungsgeleisen sind diese Geleise durch Drehscheiben sowie unter einander durch zwei unversenkte Schiebebühnen verbunden. Was den anderen Theil des Verkehrs betrifft, so sind für diesen 10, mit den Aufstellungsgeleisen sowie unter einander in ähnlicher Weise verbundene Geleise angeordnet, von denen eines der mittleren die hydraulischen Aufzüge zum Heben der Wagen in die obere Etage enthält. Die zum Betriebe dieser Aufzüge erforderlichen maschinellen Einrichtungen befinden sich in einem kleinen, in einer Erweiterung des Einschnitts an der White Cross Street erbauten Maschinenhause; von diesem aus werden auch die zahlreichen zur Bewegung der Drehscheiben und der Güterwagen dienenden Capstans betrieben, desgleichen die im Speicher befindlichen Aufzüge für Güter.

In Folge des niedrigen, von der unterirdischen Bahn adoptirten Normalprofils, dessen gröfste Höhe nur $3{,}_{12}$ m beträgt, ergiebt sich die Niveaudifferenz, um welche die Wagen zu heben sind, zu nicht mehr als 18 Fufs engl. $= 5{,}_{48}$ m.

Um der unteren Etage einiges Licht zuzuführen, ist die nach der unterirdischen Bahn hin gelegene Wand des Gebäudes zum gröfsten Theil auf Säulen gestellt, zwischen welchen sich ein Gitter befindet.

Die in der oberen Etage gelegene Güterhalle hat von der Red Cross Street aus drei directe Eingänge und ist aufserdem von der White Cross Street vermittelst zweier im Speicher gelegenen Durchfahrten zugänglich; das Fuhrwerk gelangt von jeder dieser Strafsen aus auf eine der beiden

*) Diese Mittheilungen sind bei Gelegenheit einer Studienreise in England im Winter 1877/78 gesammelt worden.

Digitized by Google

im Gebäude befindlichen Ladestrafsen, auf welchen es vor den Ladeperrons vorfährt, und zwar, der besseren Ausnutzung des Raumes wegen, in der in England allgemein üblichen Weise nicht der Länge nach, sondern vor Kopf, so dafs trotz des beschränkten Raumes eine erhebliche Anzahl Wagen auf diesen beiden Ladestrafsen laden kann. Die beiden Ladeperrons sind mit 9 Hebekrahnen ausgerüstet; zwischen den Perrons liegen 3 durch zwei Schiebebühnen verbundene Geleise, von welchen das mittlere die beiden Aufzüge enthält, aufserdem liegt noch ein viertes Ladegeleis an der dem Speicher zugekehrten Seite des grofsen Ladeperrons.

Die Büreaus befinden sich in der unteren Etage des Speichergebäudes und sind nur durch leichte Bretterwände abgeschlossen.

Was den Betrieb auf der Station anlangt, so ist hierbei vorab zu berücksichtigen, dafs nach dem in England allgemein adoptirten Princip der ankommende Verkehr von dem abgehenden der Zeit nach vollkommen geschieden ist, derart, dafs die Güterzüge in den frühen Morgenstunden ankommen, und in den späten Abend- und Nachtstunden abgehen; es erstreckt sich daher das Geschäft des Entladens der Güterwagen und des Abfahrens der Güter durch das (der Eisenbahngesellschaft gehörende) Rollfuhrwerk über den Vormittag, während der Nachmittag und Abend für das Heranschaffen der Güter und das Beladen der Wagen bleibt. — Ferner dürfen, da der Schnelligkeit und Sicherheit des Betriebes wegen alle Züge auf der unterirdischen Bahn principiell mit derselben Geschwindigkeit befördert werden, also auch die Güterzüge mit der Geschwindigkeit der Personenzüge gehen müssen, erstere aus nicht mehr als 10 beladenen Wagen bestehen.

Demgemäfs wird der Betrieb, wie sich annehmen läfst (die Anlage war zur Zeit der Anwesenheit des Unterzeichneten noch nicht dem Betriebe übergeben, auch waren nachträgliche Angaben über diesen Punkt leider nicht zu erhalten), in der nachfolgenden Weise sich gestalten.

Von den beiden, der unterirdischen Bahn parallel laufenden Aufstellungsgeleisen wird das mit I bezeichnete innere im Allgemeinen für die ankommenden, das sich todt laufende zweite für die abgehenden Züge dienen; die Länge eines jeden derselben reicht aus, um einen aus 10 Wagen und der Maschine bestehenden Zug aufzustellen, ohne die Weiche zu sperren. Sofort nach Ankunft eines jeden der gegen Morgen mit kurzen Intervallen eintreffenden Güterzüge werden die Wagen mittelst der Drehscheiben und Capstans (*ee* in der Zeichnung) auf diejenigen Geleise vertheilt, welche an das Ankunftsgeleis I unmittelbar angeschlossen sind, d. h. bei der Speichergruppe auf die Geleise 1 und 3, bei der Güterhallengruppe auf die Geleise 2, 5, 7, 8 und 9. Diese Geleise gewähren Raum zur Aufstellung von rund 40 (durchweg zweiachsigen) Wagen, ohne dafs die Schiebebühne versperrt ist, und da noch ein weiterer Zug auf dem Aufstellungsgeleis I stehen kann, so ergiebt sich die Leistungsfähigkeit der Station zu 5 Zügen oder 50 Güterwagen resp. 100 Achsen. Diese allerdings mäfsige Zahl wird, da es sich wesentlich um Stückgüterverkehr handelt, immerhin zur Bewältigung eines beträchtlichen Verkehrs ausreichen.

Das während der Vormittagsstunden auszuführende Entladen der Güterwagen wird nun bei der Speichergruppe derart betrieben, dafs die auf Geleis 1 stehenden Wagen theils mittelst Handkarren, theils mittelst der im Grundrifs des oberen Geschosses angedeuteten 4 Hebevorrichtungen *ff* über diesem Geleis in die verschiedenen Stockwerke des Speichers entladen, und die leeren Wagen mittelst der am hinteren Ende des Gebäudes befindlichen beiden Schiebebühnen auf die Geleise 2 und 4 dieser Gruppe gesetzt werden.

Bei der rechtsseitigen Gruppe können zunächst die auf Geleis 2 stehenden Wagen, da dieses zufällig von dem einen der in der oberen Etage stehenden Krahne durch eine Oeffnung in der Decke (*g* im Grunde der unteren Etage) erreicht werden kann, direct entladen werden, und brauchen daher nicht in die obere Etage gehoben zu werden; die entladenen Wagen worden mittelst der Drehscheiben auf Geleis 1 geschafft. — Die auf den übrigen Geleisen dieser Gruppe stehenden Wagen müssen vermittelst der Aufzüge nach oben gehoben, dort entladen und hierauf wieder nach unten befördert werden, wobei es zur Erreichung eines geordneten Betriebes erforderlich sein wird, dafs die beiden Aufzüge stets eine gegen einander verwechselte Stellung haben, d. h. dafs der eine unten steht, während der andere sich oben befindet; ferner wird von den beiden in der oberen Etage vorhandenen Schiebebühnen die an der Wand des Gebäudes liegende Nr. I im Allgemeinen für die leeren, die andere, Nr. II, für die vollen Wagen zu benutzen sein.

Während also z. B. auf dem Aufzug I ein voller Wagen heraufkommt, warten auf der Schiebebühne I und dem daran stofsenden Geleisstück bereits zwei leere Wagen; der heraufgekommene volle Wagen geht zur Schiebebühne II, gleichzeitig benutzt der vordere der beiden leeren Wagen den Augenblick, in welchem das Geleis geschlossen ist, um über den Aufzug herüberzugehen, und sich unmittelbar hinter demselben aufzustellen (wobei dann die Schiebebühne II nach oben frei bleibt), während der hintere leere Wagen auf den Aufzug I geht. Indem nun dieser Aufzug sinkt, steigt der Aufzug II herauf, der hier angekommene volle Wagen geht auf die Schiebebühne II, und der noch wartende leere Wagen tritt auf den Aufzug II, worauf sich das Spiel erneuert.

Während für die auf den drei Parallelgeleisen der oberen Etage befindlichen Wagen auf diese Weise eine ungehinderte Circulation erreichbar sein wird, ist es freilich unvermeidlich, dafs die auf dem vierten Ladegeleis aufgestellten Wagen oft längere Zeit werden warten müssen, bevor sie entfernt werden können; es ist in dieser Beziehung auffallend, dafs die Geleise der Schiebebühne I nicht durchgeführt sind, wodurch dieser Uebelstand vermieden worden wäre.

Die so entleerten und nach dem unteren Stockwerk zurückbeförderten Wagen werden nun mittelst der die Geleise 3 bis 10 verbindenden Schiebebühne auf die noch frei gebliebenen Geleise, d. h. die Geleise 3, 4, 6 und 10 vertheilt. Am Nachmittage, wo behufs Befrachtung der Wagen im oberen Stockwerke die ganze Manipulation zu wiederholen ist — der grofse, aber unvermeidliche Uebelstand der ganzen Anlage — wird man natürlich die Disposition so treffen, dafs in erster Linie die eben erwähnten Geleise 3, 4, 6 und 10, welche mit dem Abfahrtsgeleis in directer Verbindung stehen, durch gegenseitigen Austausch wieder mit vollen Wagen besetzt werden, und erst, wenn diese

Digitized by Google

nicht mehr ausreichen — denn auch ein grofser Theil der im Speicher entladenen Wagen wird in der Güterhalle zu beladen sein — wird man zur Aufstellung auf den übrig bleibenden Geleisen schreiten, von welchen aus die Verbindung mit dem Abfahrtsgeleis allerdings nur durch je zwei Drehscheiben möglich ist.



II. Der Bahnhof zu Portsmuth.

Diese Bahnhofs-Anlage hat, wie aus den Skizzen auf Bl. 33 hervorgeht, mit der soeben besprochenen insofern etwas Gemeinsames, als auch hier auf derselben Station der Betrieb in zweierlei Niveaus stattfindet. Der von der South Eastern- und der London Brighton South Coast-Bahn gemeinsam benutzte Bahnhof ist gleichzeitig Kopf- und Durchgangsstation. Während nämlich die für die Stadt Portsmuth bestimmten Züge in der unteren Halle vor einem breiten Querperron enden, führen zwei innerhalb des Bahnhofs auf einer Rampe ansteigende Geleise zu einem neben der Halle angeordneten, von eisernen Säulen getragenen Plateau, woselbst sich eine obere Station befindet, überschreiten dann die Bahnhofsstrafse, und führen einerseits zu dem Hafen von Portsmuth, andererseits mit einer eingeleisigen Abzweigung zu den sog. Dockyards, den grofsartigen Dock- und Arsenal-Anlagen der Englischen Flotte.

Auf dem Plateau befindet sich ein kleiner Warteraum, aus Holz gebaut; zwei Treppen vermitteln die Verbindung zwischen der oberen und unteren Station, während der Raum unter dem Plateau zur Aufstellung der Droschken benutzt wird.

III. Die Verzweigungen der London-Brighton-South-Coast- und der London-Chatham-Dover Bahn in der Nähe des Crystall-Palastes bei London.

Der vorstehende Holzschnitt giebt schliefslich eine übersichtliche Zusammenstellung der gegenwärtigen Eisenbahnverhältnisse der Gegend in der Nähe des Crystall-Palastes, aus Specialplänen zusammengestellt. — An diese sich anschliefsend, möge noch auf die beiden Stationen am Crystall-Palast selbst etwas näher eingegangen werden, obwohl diese Anlagen bereits aus älteren Publikationen zum Theil bekannt sind.

Von den beiden oben genannten, hier mit einander concurrirenden Bahnlinien, welche einerseits den Verkehr zwischen London und den zahlreichen, dichtbevölkerten Vororten dieser Gegend vermitteln, andererseits den an manchen Tagen wahrhaft colossalen Verkehr zwischen London und dem Crystall-Palaste zu bewältigen haben, hat die von Victoria Station, dem Hauptbahnhof des Westends, ausgehende London-Chatham-Dover-Bahn in der Nähe des Palastes eine so tiefe Lage, dafs sie den weitgestreckten Hügelrücken, auf dessen Höhe der Palast liegt, mittelst eines langen Tunnels durchsetzen, und daher, um sich eine Verbindung mit dem Palaste zu verschaffen, einen eigenen, in Brixton von der Hauptbahn abgehenden Zweig bauen mufste, welcher an der Nordwestseite des Palastes in der (hochgelegenen) High Level Station endet.

Die von London Bridge kommende Hauptlinie der andern, der London Brighton-South-Coast-Bahn, läuft in beträchtlicher Entfernung südlich vom Palaste, und passirt, einige englische Meilen von demselben entfernt, den grofsen Durchgangsbahnhof Norwood Junction. Diese Strecke ist viergeleisig, indem neben den beiden Geleisen der genannten Bahn auf demselben Bahnkörper gleichzeitig diejenigen der South Eastern-Bahn liegen. Von Norwood Junction geht eine zweigeleisige Zweigbahn über Selhurst nach Victoria Station im Westend; um nun bei der Einführung der letzteren in den Bahnhof die Durchkreuzung der Geleise zu vermeiden, ist nach einer in England nicht selten zu findenden, auch bei uns bereits nachgeahmten Methode die Anordnung derart getroffen, dafs die Geleise der Zweigbahn in einiger Entfernung vor dem Bahnhof von einander getrennt sind und das innere über die Hauptbahn geführt ist. In gleicher Weise ist bei der Station Sydenham ein Zweig der London Brighton-Bahn, welcher nach dem Crystall-Palaste geht, und hier in die (tief gelegene) Low Level Station führt, in die Hauptbahn geleitet; derselbe geht dann über Balham ebenfalls nach Victoria. Endlich führt eine fernere, nach demselben Princip angeordnete Abzweigung von Norwood Junction nach dem Palaste und vereinigt sich mit dem eben erwähnten, von Sydenham kommenden Zweige bei der Low Level Station. Diese Station, von welcher Blatt 33

eine Skizze enthält, ist eine Doppelstation. Da es nämlich in Folge localer Schwierigkeiten nicht gut anging, die Einmündung des letzteren Zweiges noch vor der Station zu bewirken, aufserdem auch die Leistungsfähigkeit der Station an verkehrsreichen Tagen bereits an ihrer Grenze angelangt war, hat man es, um einen theuern Erweiterungsbau zu vermeiden, vorgezogen, neben der Hauptstation und in dem gleichen Niveau mit dieser eine zweite, kleinere Station mit einigen einfachen Warteräumen zu errichten und die Geleise erst hinter der Station zusammenzuführen, wobei es allerdings unvermeidlich war, dafs die Weichen unmittelbar vor den Tunnel zu liegen kamen.

Auf dieser Doppelstation, sowie auf der, an der anderen Seite des Palastes gelegenen bereits erwähnten High Level Station wird nun der an Festtagen wahrhaft enorme Verkehr zum Crystall-Palaste (der Palast wird bei solchen Gelegenheiten im Laufe des Tages häufig von 60000, vor einigen Jahren sogar einmal von 80000 Menschen besucht) bewältigt. Einestheils die auf beiden Stationen wie in allen ähnlichen Fällen in England durchgeführte Anordnung, dafs nur ein Geleis zwischen je zwei Perrons liegt, so dafs der ankommende Zug gleichzeitig von der einen Seite verlassen, von der andern bestiegen werden kann; dann die, eine schnelle Beförderung grofser Menschenmassen so sehr erleichternde Höhe der Perrons (94 cm), endlich, und nicht am wenigsten, die dem englischen Publikum eigene grofse Umsicht, Ruhe und Gewandtheit im Verkehr auf der Eisenbahn — ermöglichen diese aufserordentliche Leistung auf verhältnifsmäfsig engem Raume. Da auf der Low Level Station aufserdem der Betrieb, trotz der Sicherheit, welche die selbstverständlich angewandte Central-Weichenstellung bietet, durch die unmittelbare Nähe des Tunnels nicht wenig gefährdet wird, so spricht es gewifs sehr für die Umsicht und Zuverlässigkeit des Bahnpersonals, dafs von den Anwohnern versichert wird, man wisse sich keines Unfalls auf der Station zu erinnern. Wie die Skizze dieser Station zeigt, liegen in der Halle 4 Perrons, von welchen Freitreppen zu der Höhe des Empfangsgebäudes (unter dem die Geleise durchgehen) hinauf führen. Die verhältnifsmäfsig sehr klein gewählten Dimensionen für die Räume in dem Gebäude erklären sich dadurch, dafs letzteres für den bei weitem gröfsten, durchweg mit Retourbillets versehenen Theil des Publikums lediglich als Durchgang zu der anschliefsenden, nach dem Palaste führenden Glashalle dient, in welcher mittelst vieler Treppen die bedeutende Höhendifferenz zwischen der Station und dem auf der Höhe des Hügelrückens liegenden Palaste überwunden wird. Die kleinere, wesentlich nur dem Localverkehr dienende Nebenstation wird mit der Hauptstation durch eine überdachte, auf den Podest der Freitreppe mündende Brücke verbunden. Im Uebrigen hat sie ihres geringeren Verkehrs wegen nur unbedeutende, aus Holz gebaute Warteräume.

Was die auf der andern Seite des Palastes gelegene High Level Station betrifft, so hat dieselbe, wie deren Skizze auf Bl. 33 zeigt, zwei Empfangsgebäude, von denen das eine für den Localverkehr, das andere, vorzugsweise Restaurationsräume enthaltend, für den Verkehr nach dem Palaste dient, mit dem es durch eine gewölbte unter der Strafse hindurchführende Halle verbunden ist. Der Tunnel liegt hier in gröfserer Entfernung von der Station und der Betrieb ist daher besser gesichert.

Ad. Donath.

Ueber den Horizontalverband bei Bogenbrücken.

Während die Theorie der Bogenbrücken bezüglich der Wirkungsweise verticaler Lasten in den letzten Jahren zahlreiche Bearbeitungen erfahren hat, fehlen über die Wirkungsweise horizontaler Kräfte (Winddruck, horizontale Stöfse der Fahrzeuge) entsprechende Untersuchungen fast vollständig. Gewöhnlich begnügt man sich damit, die bei Balkenbrücken gültigen Formeln in Anwendung zu bringen und die Unverrückbarkeit der Widerlager aufser Acht zu lassen. Da ein solches Verfahren jedoch vielfach unzulässige Resultate ergiebt, so dürfte eine genauere Untersuchung der betreffenden Verhältnisse wohl am Platze sein.

Die zur Aufnahme der horizontalen Kräfte dienenden Horizontalverbände werden entweder in der Fläche der Bogengurtungen angeordnet, oder, wie es bei Bogenträgern mit versteiften Zwickeln vorkommt, in der Ebene der horizontalen oberen Gurtungen, oder schliefslich in einer von den Hauptträgern unabhängigen Ebene (z. B. bei steifen Bogenträgern in der Ebene der Fahrbahn). In den beiden letzten Fällen sind noch besondere Endverticalkreuze erforderlich, um die Kräfte auf die festen Widerlager überzuführen. Bei gröfseren Brücken finden sich meistens mehrere Horizontalverbände angewendet, welche entweder durch Verticalkreuze mit einander verbunden sind, oder aber in keiner gegenseitigen Verbindung stehen.

Die folgende Abhandlung beschränkt sich auf die Fälle, in welchen jeweils nur ein Horizontalverband an der Brücke vorhanden ist. Der Fall mehrerer, von einander unabhängiger Horizontalverbände läfst sich hierauf ohne Weiteres zurückführen, während gegenseitig verbundene Horizontalverbände eine besondere theoretische Untersuchung erfordern.

I. Der Horizontalverband liegt in der Fläche der Bogengurtungen.

Der nachstehenden Betrachtung möge eine Bogenbrücke mit 2 verticalen Hauptträgern zu Grunde gelegt werden, welch' letztere mittelst Gelenke auf den Auflagern aufruhen (Fig. 1). Die oberen Gurtungen sind durch Verticalkreuze gegen die unteren Gurtungen abgesteift (Fig. 2). In Fig. 3

Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3.

ist der Horizontalverband perspectivisch dargestellt. Die Gurtungen desselben werden von den Bogengurtungen der verticalen Hauptträger gebildet; das Strebensystem ist einfach und besteht aus Normalen (senkrecht zu den Gurtungen) und Diagonalen.

Auf die Brücke wirken senkrecht zur Axe verschiedene Horizontalkräfte W in den Höhen w oberhalb der Kämpferhorizontalen. Hierdurch entstehen an den 4 Auflagern:

die Horizontalkräfte $Q_1\ Q_2\ Q_3\ Q_4$ senkrecht zur Kraftrichtung (parallel zur X-Axe),
- Verticalkräfte $V_1\ V_2\ V_3\ V_4$ (parallel zur Y-Axe),
- Horizontalkräfte $A_1\ A_2$ parallel zur Windrichtung (parallel zur Z-Axe).

Zur Bestimmung dieser 10 vorläufig unbekannten Reactionskräfte dienen in erster Linie die 6 allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen eines körperlichen Systems; dieselben ergeben:

$$Q_1 - Q_2 = Q_3 - Q_4 \quad \ldots \quad (1$$
$$V_1 + V_2 = V_3 + V_4 \quad \ldots \quad (2$$
$$\Sigma W = A_1 + A_2 \quad \ldots \quad (3$$
$$(V_1 + V_2)t = \Sigma Ww \quad \ldots \quad (4$$
$$A_1 l - Q_1 t + Q_2 t = \Sigma W(l - a) \quad \ldots \quad (5$$
$$(V_4 - V_2)l = 0 \quad \ldots \quad (6$$

wo l die Spannweite,
t die Brückenbreite,
w die Ordinaten, a die Abscissen } der Kraftangriffspunkte bezeichnen.

Aus diesen 6 Gleichungen erhält man:

$$A_2 = \Sigma W - A_1 \quad \ldots \quad (7$$
$$V_4 = \Sigma \frac{Ww}{t} - V_1 \quad \ldots \quad (8$$
$$V_2 = \Sigma \frac{Ww}{t} - V_1 \quad \ldots \quad (9$$
$$V_3 = V_1 \quad \ldots \quad (10$$
$$Q_2 = Q_1 + \Sigma \frac{W(l-a)}{t} - \frac{A_1 l}{t} \quad \ldots \quad (11$$
$$Q_4 = Q_3 + \Sigma \frac{W(l-a)}{t} - \frac{A_1 l}{t} \quad \ldots \quad (12$$

Es bleiben somit noch die 4 Reactionen $A_1\ V_1\ Q_1\ Q_3$ unbekannt. Zur Bestimmung derselben denke man sich einerseits die verticalen Hauptträger durch Verticalschnitte, andererseits den Horizontalverband durch einen cylindrischen Schnitt herausgeschnitten und betrachte sodann die statischen bezw. elastischen Verhältnisse dieser Partialsysteme, wobei die inneren Kräfte der durchschnittenen Constructionstheile als äufsere Kräfte in Rechnung zu führen sind.

Die weitere Behandlung dieser Aufgabe ist für die verschiedenen Bogenträgersysteme getrennt durchzuführen.

A. Bogenträger mit 3 Gelenken.

Als einfachsten Fall setzen wir zuerst **symmetrische Belastung** durch 2 gleich grofse Horizontalkräfte W voraus; die Coordinaten der Angriffspunkte seien w und a bezw. $l - a$ (Fig. 1).

Die Gleichungen 7 — 12 ergeben sodann, da wegen der Symmetrie $A_2 = A_1$ $V_2 = V_1$ $V_4 = V_3$ $Q_2 = Q_1$ $Q_4 = Q_3$ und $\Sigma W = 2W$ ist:

$$A_2 = A_1 = W \quad \ldots \quad (13$$
$$V_1 = V_2 = V_3 = V_4 = \frac{Ww}{t} \quad \ldots \quad (14$$

Unbekannt bleiben nur noch Q_1 und Q_3.

Man kann nun die Horizontalkräfte W an die vertical darunter liegenden Knotenpunkte der Horizontalverstrebung (Ordinaten $= y_a$) versetzen, wenn man gleichzeitig in der Versetzungsebene je 2 Verticalkräfte R anbringt, welche am vorderen Bogen aufwärts, am hinteren abwärts gerichtet sind, und deren Gröfse $= W \cdot \frac{w - y_a}{t}$.

Ferner denken wir uns den vorderen Bogen durch einen Verticalschnitt losgetrennt und an den Schnittstellen der Streben des Horizontalverbands die entsprechenden Spannungen angebracht. Die Componenten dieser Spannungen senkrecht zum Bogen müssen sich untereinander und mit den in den Knotenpunkten y_a wirkenden Horizontalkräften W im Gleichgewicht befinden; es bleiben somit auf den Bogen wirksam nur noch die Componenten der Spannungen parallel der Bogenebene. Dieselben wirken in der Richtung der entsprechenden Bogenstücke Δs (Fig. 3) und haben eine Gröfse $= S \cdot \frac{\Delta s}{d}$, wo S die Totalspannung, d die Länge der durchschnittenen Strebe und Δs die Länge ihrer Projection auf die Bogenebene bezeichnet. Zerlegt man die Kräfte $S\frac{\Delta s}{d}$ parallel der X- und Y-Axe, so erhält man in den einzelnen Knotenpunkten die Horizontalkräfte $S\frac{\Delta x}{d}$ und die Verticalkräfte $S\frac{\Delta y}{d}$, wo Δx und Δy die Projectionen von Δs auf die X- und Y-Axe bezeichnen.

Die Gröfse von S ist auf den Strecken

von 0 bis a und $l - a$ bis l gleich $\frac{Wd}{t}$,
- a bis $l - a$ gleich 0,

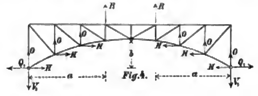
somit sind die genannten Horizontalkräfte

von o bis a und $l - a$ bis l gleich $\frac{W\Delta x}{t}$.
- a bis $l - a$ gleich 0;

die Verticalkräfte

von o bis a und $l - a$ bis l gleich $\frac{W\Delta y}{t}$,
- a bis $l - a$ gleich 0.

Nach Vorstehendem wirken nun auf den losgelösten vorderen Bogen die äufseren Kräfte (Fig. 4):



Q_1 horizontal, $V_1 = \frac{Ww}{t}$ vertical } an den Widerlagern,

$R = W\frac{w - y_a}{t}$ vertical aufwärts in der Entfernung a von den Widerlagern,

$O = W\frac{\Delta y}{t}$ vertical aufwärts an den einzelnen Knotenpunkten von o bis a und $l - a$ bis l,

$H = \frac{W\Delta x}{t}$ horizontal gegen Bogenmitte an den einzelnen Knotenpunkten von o bis a und $l - a$ bis l.

Digitized by Google

Zur Bestimmung der einzigen Unbekannten Q_1 dient die Bedingung, daß im Scheitelgelenk kein Moment auftritt. Bezeichnet man die vom rechtsseitigen auf den linksseitigen Bogentheil wirkende horizontale Kraft mit Q, so muß dieselbe im Scheitelgelenk angreifen, und ihre Größe ergiebt sich aus der Momentengleichung

$$Qb + \Sigma Hy - \Sigma Ox - Ra = 0,$$

$$Q = \frac{Ra + \Sigma Ox - \Sigma Hy}{b} \quad . \quad . \quad . \quad (15$$

$$= W\frac{w - y_a}{bt} \cdot a + \sum_0^a \frac{W\Delta y \cdot x}{bt} - \sum_0^a \frac{W\Delta x \cdot y}{bt} \quad (16$$

Hierin bezeichnet b die Höhe des Scheitelgelenks über den Kämpfern.

Schließlich ergiebt sich der Horizontalschub an den Widerlagern

$$Q_1 = Q + \Sigma H = Q + \sum_0^a \frac{W\Delta x}{t} \quad . \quad . \quad . \quad (17$$

In gleicher Weise ist für den hintern Bogen der Horizontalschub Q_2 zu bestimmen.

Für einen Parabelbogen von der Gleichung $y = \frac{4b}{l^2}(lx - x^2)$ und unendlich kleinen Δx und Δy, was einem cylindrischen Blechträger als Horizontalverband entsprechen würde, erhält man:

$$Q = \frac{W}{bt}\left[(w - y_a)a + \int_0^a \frac{4b}{l^2}(l - 2x)x\,dx - \int_0^a \frac{4b}{l^2}(lx - x^2)dx\right]$$

$$= \frac{W}{t}\left[\frac{wa}{b} - \frac{4a^2}{l} + \frac{8a^3}{3l^2}\right] \quad . \quad . \quad . \quad (18$$

$$Q_1 = Q + \int_0^a \frac{W dx}{t} = Q + \frac{Wa}{t} = \frac{W}{t}\left[\frac{wa}{b} + a - \frac{4a^2}{l} + \frac{8a^3}{3l^2}\right] . \quad (19$$

Dieselben Werthe erhält man beim hinteren Bogen für Q_2.

Für totale gleichmäßige Belastung ist $W = p\,da$ zu setzen, wo p = horizontale Belastung pro lfd. Meter.

Setzt man gleichzeitig w constant, so erhält man

$$Q = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{t}\left(\frac{wa}{b} - \frac{4a^2}{l} + \frac{8a^3}{3l^2}\right)da = \frac{pl^2}{8tb}(w - b) \quad . \quad . \quad (20$$

$$Q_1 = Q + \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{pa}{t} \cdot da = Q + \frac{pl^2}{8} = \frac{pl^2 w}{8tb} \quad . \quad . \quad . \quad (21$$

Speciell für $w = b$ folgt hieraus

$$Q = 0$$

$$Q_1 = \frac{pl^2}{8t}.$$

Im Scheitelgelenk des vorderen Bogens herrscht demnach, wenn die Horizontalkräfte gleichmäßig vertheilt in der Höhe des Scheitelgelenks wirken, keine Kraft, während in den Kämpfern ein horizontaler Zug auftritt, gleich dem Horizontalschub eines gleichmäßig durch p vertical belasteten Bogens von der Pfeilhöhe t. Für $w > b$ tritt im Scheitelgelenk des vorderen Bogens Zug auf. Im hinteren Bogen sind die Kraftwirkungen gerade umgekehrt.

Greifen die Horizontalkräfte W direct am Bogen an, ist also $w = y_a$, so erhält man

$$Q = -\frac{4Wa^3}{3tl^2} \text{ (Druck)},$$

$$Q_1 = -\frac{4Wa^3}{3tl^2} + \frac{Wa}{t} = \frac{Wa}{t}\left(1 - \frac{4a^2}{3l^2}\right).$$

Bei totaler gleichmäßiger Belastung ergiebt sich

$$Q = \int_0^{\frac{l}{2}} -\frac{4pa^3}{3l^2 t}da = -\frac{pl^2}{48t} \text{ (Druck)} \quad . \quad . \quad (22$$

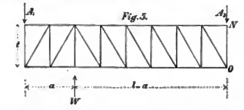
$$Q_1 = -\frac{pl^2}{48t} + \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{pa\,da}{t} = \frac{5pl^2}{48t} \text{ (Zug)} \quad . \quad . \quad (23$$

Die Horizontalschube Q und Q_1 sind in diesem Falle unabhängig von der Pfeilhöhe b.

Unsymmetrische Belastung.

Die Brücke werde von einer einzigen Horizontalkraft W angegriffen; die Coordinaten des Angriffspunktes seien w und a.

Betrachtet man wieder die beiden verticalen Hauptträger, so lassen sich die Reactionen Q und V in ähnlicher Weise wie bei symmetrischer Belastung bestimmen, sobald der Werth von A_1 bekannt ist. Zur Bestimmung dieser Größe sind die elastischen Verhältnisse des durch einen cylindrischen Schnitt losgelösten Horizontalverbands zu untersuchen. Die elastischen Verlängerungen der einzelnen Stäbe des Horizontalverbands müssen derart sein, daß die hierdurch erzeugte Verschiebung des Punktes O (Fig. 5) in der Richtung ON gleich Null ist. Ersetzt man die elastischen Verlängerungen durch ihre Werthe als Functionen der Reactions-



kraft A_1, so giebt die vorgenannte Bedingung die gesuchte Bestimmungsgleichung für A_1. Die Umständlichkeit dieses Verfahrens steht jedoch in keinem Verhältniß zu dem erreichten Nutzen, und genügt es für die Praxis vollständig, folgendes einfache Näherungsverfahren einzuschlagen:

Die Verschiebung des Punktes O hängt ab von der Verlängerung der Gurtstäbe und der Strebenstäbe. Berücksichtigt man nun, daß die Querschnitte der Gurtstäbe bedeutend größer sind, als die Horizontalkräfte für sich genommen verlangen würden, während die Strebenquerschnitte nur mit Rücksicht auf die Horizontalkräfte bestimmt werden, so ist ersichtlich, daß die Verschiebung des Punktes O hauptsächlich von den Deformationen der Streben abhängt. Man wird sich daher ohne großen Fehler auf die Betrachtung der Verlängerungen der Strebenstäbe beschränken können. Bezeichnet man mit

σ_1 die spec. Verlängerung einer Diagonale,
σ_2 - - - einer Normalen,
d und t die entsprechenden Längen,

so ist die Verschiebung des Punktes O gleich

$$\sum_0^a \frac{\sigma_1 c^2 - \sigma_2 t^2}{t} - \sum_a^l \frac{\sigma_1 c^2 - \sigma_2 t^2}{t} = 0.$$

Da nun für gleich große Diagonalen- bezw. Normalenquerschnitte σ_1 und σ_2 von o bis a proportional A_1 und von a bis l proportional A_2 sind, so ergiebt vorstehende Gleichung annähernd

$$A_1 : A_2 = l - a : a,$$

Digitized by Google

somit $A_1 = \frac{l-a}{l} \cdot W$, d. h. die Horizontalkraft W vertheilt sich nach dem Hebelgesetz auf die Widerlager.

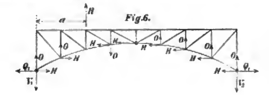
Führt man diesen Werth von A_1 in Gleichung 11 und 12 ein, so ergiebt sich

$$Q_2 = Q_1$$
$$Q_4 = Q_3;$$

hieraus folgt unmittelbar, dafs Q_1 und Q_3 bei unsymmetrischer Belastung durch eine Horizontalkraft W halb so grofs wie bei symmetrischer Belastung durch 2 Kräfte W gesetzt werden können, somit mit Berücksichtigung von Gleichung 16 und 17

$$Q_1 = \frac{W(w-y_a)a}{2bt} + \sum_o^a \frac{W \Delta y x}{2bt} + \sum_o^a \frac{W \Delta xy(b-y)}{2bt} \quad (24$$

Zur Bestimmung der rechtsseitigen verticalen Auflagerreaction V_2 (Fig. 6) dient die Momentengleichung um das linksseitige Auflager:



$$V_2 l - Ra - \sum_o^a Ox + \sum_o^a Hy + \sum_a^l Ox - \sum_a^l Hy = 0.$$

Nun ist $R = W\frac{w-y_a}{t}$

$$\left.\begin{aligned} O &= A_1 \frac{\Delta y}{t}; & H &= A_1 \frac{\Delta x}{t}. \\ &= \frac{W(l-a)}{l}\frac{\Delta y}{t}; & &= \frac{W(l-a)}{l}\frac{\Delta x}{t} \end{aligned}\right\} \text{von } o \text{ bis } a,$$

$$\left.\begin{aligned} O &= A_2 \frac{\Delta y}{t}; & H &= A_2 \frac{\Delta x}{t} \\ &= \frac{Wa}{l}\frac{\Delta y}{t}; & &= \frac{Wa}{l}\frac{\Delta x}{t} \end{aligned}\right\} \text{von } a \text{ bis } l.$$

Somit nach einigen Umformungen

$$V_2 = \frac{W}{tl}\left[(w-y_a)a + \sum_o^a x\Delta y - \sum_o^l \frac{a}{l} x\Delta y - \sum_o^a y\Delta x + \right.$$
$$\left. + \sum_o^l \frac{a}{l} y \Delta x\right] \quad \dots \dots \quad (25$$

V_1 ergiebt sich sodann aus der Gleichung

$$V_1 = \frac{Ww}{t} - V_2 \quad \dots \dots \quad (26$$

Für einen parabolischen Bogen von der Gleichung $y = \frac{4b}{l^2}(lx - x^2)$ und unendlich kleine Δx und Δy ergeben die Gleichungen 25 und 26

$$V_2 = \frac{W}{tl}\left[wa + \frac{4ab}{3} - \frac{4a^2b}{l} + \frac{8a^3b}{3l^2}\right] \quad \dots \dots \quad (27$$

$$V_1 = \frac{W}{tl}\left[w(l-a) - \frac{4ab}{3} + \frac{4a^2b}{l} - \frac{8a^3b}{3l^2}\right] \quad \dots \quad (28$$

Für eine gleichmäfsige Belastung von p pro lfd. m von o bis a erhält man hieraus, wenn man $W = pda$ setzt und integrirt:

$$V_2 = \frac{p}{tl}\left[\frac{wa^2}{2} + \frac{2ba^2}{3} - \frac{4ba^3}{3l} + \frac{2ba^4}{3l^2}\right] \quad \dots \quad (29$$

$$V_1 = \frac{p}{tl}\left[wal - \frac{wa^2}{2} - \frac{2ba^2}{3} \pm \frac{4ba^3}{3l} - \frac{2ba^4}{3l^2}\right] \quad . \quad (30$$

Sind nun mittelst der Gleichungen 24 bis 30 die Widerlagerreactionen ermittelt, so unterliegt die Bestimmung der Stabspannungen keiner weiteren Schwierigkeit mehr.

Für eine beliebige Strebe des Horizontalverbands von der Länge d ist die Spannung

$$S = \frac{d}{t}\left[A_1 - \Sigma W\right] \quad \dots \dots \quad (31$$

wo in ΣW sämmtliche Horizontalkräfte vom linksseitigen Auflager bis zur Strebe einzurechnen sind.

Die Spannungen in den Stäben der Hauptträger ergeben sich am einfachsten nach der Momentenmethode, und werden weiter hinten einige Zahlenbeispiele ausgerechnet werden.

Es möge hier noch darauf hingewiesen werden, dafs die für die Gelenke (Scheitelgelenk, Kämpfergelenke) berechneten Zugkräfte Q_1 V_1 Q etc. so lange nicht effectiv werden, als die durch Eigengewicht bezw. Verkehrslast erzeugten Druckkräfte gröfsere Werthe besitzen. Würden dagegen diese Zugkräfte gröfsere Werthe erhalten, so wäre die Brücke nur dann stabil, wenn die Gelenke auch zur Aufnahme von Zugkräften geeignet wären.

Im Allgemeinen wendet man bei Bogenbrücken nur Druckgelenke an, und mufs daher zur Erhaltung der Stabilität die Brückenlast t stets so grofs gewählt werden, dafs die durch die Horizontalkräfte erzeugten Zugkräfte Q_1 V_1 etc. an den Kämpfern die in Folge der Verticallasten entstehenden Druckkräfte nicht erreichen. Für diesen Fall ist auch die Stabilität des Scheitelgelenks genügend gesichert, da der hier auftretende Zug Q nach den vorstehenden Formeln stets kleiner ist als der Zug Q_1 an den Kämpfern. Der Horizontalverband wird daher durch das Scheitelgelenk in seiner Continuität nicht beeinträchtigt und könnte, wenn man von den Scheitelbewegungen in Folge von Temperaturänderungen und Zusammenpressungen absieht, in derselben Weise wie bei Brücken ohne Scheitelgelenk angeordnet werden. Mit Rücksicht auf diese Scheitelbewegungen ist es jedoch nicht rathsam, das Scheitelgelenk mitten in einem Felde des Horizontalverbands anzuordnen, da sonst bei Temperaturerhöhungen die entsprechenden Streben zu wenig, bei Temperaturerniedrigungen zu stark beansprucht würden. Man wird daher besser die Scheitelgelenke mit den ideellen Knotenpunkten des Horizontalverbands zusammenfallen lassen und die betr. Streben zu beiden Seiten der Gelenke mittelst Knotenbleche an die Gurtungen befestigen.

Zu einer Befestigung der Streben an dem Drehzapfen des Scheitelgelenks, wie sie Heinzerling (Brücken der Gegenwart, Heft IV) zur Herstellung der Continuität für erforderlich hält, dürfte nach Vorstehendem kein zwingender Grund vorliegen.

B. Bogenträger mit 2 Kämpfergelenken.

Wie bei den Bogenträgern mit 3 Gelenken kann auch hier angenommen werden, die Horizontalkräfte W vertheilten sich nach dem Hebelgesetze auf die beiden Widerlager; es genügt daher, die Horizontalschübe Q_1 und Q_3 für symmetrische Belastungen zu ermitteln.

Zu diesem Zwecke betrachte man die elastischen Beziehungen der beiden losgelösten verticalen Hauptträger und drücke aus, dafs die äufseren Kräfte keine Veränderung der Spannweite hervorbringen können, wobei es genügt, die Deformationen der Gurtungen allein in Betracht zu ziehen.

Digitized by Google

Die Bestimmungsgleichung für den Horizontalschub Q_1 des vorderen Bogens lautet sodann,*) Zugkräfte positiv gerechnet:

$$Q_1 = \sum_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{\sigma_1 s y}{r} - \frac{v_1 u y_1}{r} \right) : \sum_0^{\frac{l}{2}} \left(- \frac{\sigma_2 s y}{r} + \frac{v_2 u y_1}{r} \right), \quad (32$$

wo σ_2 = specif. Verlängerung eines oberen Gurtungsstabes in Folge eines Horizontalschubes = 1,

σ_1 = specif. Verlängerung eines oberen Gurtungsstabes in Folge der übrigen äufseren Kräfte,

v_2 = specif. Verlängerung eines unteren Gurtungsstabes in Folge eines Horizontalschubes = 1,

v_1 = specif. Verlängerung eines unteren Gurtungsstabes in Folge der übrigen äufseren Kräfte,

s = Länge eines oberen Gurtstabes,

y = Ordinate des gegenüberliegenden Knotenpunktes der unteren Gurtung,

u = Länge eines unteren Gurtstabes,

y_1 = Ordinate des gegenüberliegenden Knotenpunktes der oberen Gurtung,

r = Entfernung eines Gurtstabes vom gegenüberliegenden Knotenpunkt.

Einen analogen Ausdruck erhält man für den Horizontalschub Q_2 des hinteren Bogens.

Die specif. Verlängerungen σ und v lassen sich im speciellen Fall leicht ermitteln.

Für den Specialfall eines Bogens mit versteiften Zwickeln und horizontaler Obergurt geht Gleichung 31 über in:

$$Q_1 = \sum_0^{1/2\, l} \left(\frac{\sigma_1 s y}{h} - \frac{v_1 u^2 b}{h s} \right) : \sum_0^{1/2\, l} \left(- \frac{\sigma_2 s y}{h} + \frac{v_2 u^2 b}{s h} \right) \quad (33$$

wo h = Länge der durch den gegenüberliegenden Knotenpunkt gehenden Verticalen,

b = Höhe der oberen Gurtung über den Kämpfern ist.

Setzt man

die Querschnitte der oberen Gurtung constant $= f$,

- - - unteren - - $= F = \beta f$

und bezeichnet die Spannungen, welche die specif. Verlängerungen σ_1 und v_1 hervorbringen, mit S und U, den Elasticitätsmodul mit E, so ist

$$\sigma_1 = \frac{S}{E f} \quad v_1 = \frac{U}{E \beta f} \quad \sigma_2 = - \frac{y}{h E f} \quad v_2 = \frac{b u}{h s E \beta f},$$

somit

$$Q_1 = \sum_0^{1/2\, l} \left(\frac{S s y_1 \beta}{h} - \frac{U u^2 b}{s h} \right) : \sum_0^{1/2\, l} \left(\frac{\beta s y^2}{h^2} + \frac{u^2 b^2}{s^2 h^2} \right) . \quad . \quad (34$$

wenn E constant gesetzt wird.

Zahlenbeispiel.

Die Gleichung 34 möge nun auf die in Fig. 7 dargestellte Brücke**) angewendet werden. Die erforderlichen



Fig. 7.

Dimensionen sind in folgender Tabelle enthalten:

$l = 2310$	$h_0 = 310$	$y_0 = 0$	$u_0 = 226$	$s_1 = 210$
$b = 310$	$h_1 = 227$	$y_1 = 83$	$u_1 = 220$	$s_2 = 210$
$t = 300$	$h_2 = 161$	$y_2 = 149$	$u_2 = 216$	$s_3 = 210$
	$h_3 = 112$	$y_3 = 198$	$u_3 = 212$	$s_4 = 210$
	$h_4 = 79$	$y_4 = 231$	$u_4 = 211$	$s_5 = 210$
	$h_5 = 62$	$y_5 = 248$	$u_5 = 105$	$s_6 = 105$
	$h_6 = 62$	$y_6 = 248$		

Als Belastung wählen wir Totalbelastung durch 10 gleiche Kräfte W, welche senkrecht über den Knotenpunkten des Windverbands in einer Höhe von $w = 420$ oberhalb der Kämpfer wirken.

Die belastenden Kräfte des Bogens ergeben sich zu:

Fig. 8.

$$R_1 = \frac{420 - 83}{300} W = 1{,}_{12} W; \quad O_0 = \frac{5 W \cdot 83}{300} = 1{,}_4 W;$$

$$H_0 = \frac{5 W \cdot 210}{300} = 3{,}_5 W;$$

$$R_2 = \frac{420 - 149}{300} W = 0{,}_9 W; \quad O_1 = \frac{4 W (149 - 83)}{300} = 0{,}_{88} W;$$

$$H_1 = \frac{4 W \cdot 210}{300} = 2{,}_8 W;$$

$$R_3 = \frac{420 - 198}{300} W = 0{,}_{74} W; \quad O_2 = \frac{3 W (198 - 149)}{300} = 0{,}_{49} W;$$

$$H_2 = \frac{3 W \cdot 210}{300} = 2{,}_1 W;$$

$$R_4 = \frac{420 - 231}{300} W = 0{,}_{63} W; \quad O_3 = \frac{2 W (231 - 198)}{300} = 0{,}_{22} W;$$

$$H_3 = \frac{2 W \cdot 210}{300} = 1{,}_4 W;$$

$$R_5 = \frac{420 - 248}{300} W = 0{,}_{57} W, \quad O_4 = \frac{W (248 - 231)}{300} = 0{,}_{06} W;$$

$$H_4 = \frac{W \cdot 210}{300} = 0{,}_7 W;$$

$$O_5 = 0;$$

$$H_5 = 0;$$

$$V_1 = V_2 = \frac{5 W \cdot 420}{300} = 7 W;$$

Für die unteren Gurtungsstäbe berechnen sich die Stabspannungen U folgendermaafsen:

Stab u_0; $U\, 310 \frac{210}{226} = - H_0\, 310 = - 3{,}_5 \cdot 310\, W;$

$$U = - 3{,}_{77} W.$$

Der Summand für Gleichung 34 ergiebt sich hieraus:

$$\frac{U u^2 b}{s h} = - \frac{3{,}_{77} \cdot 226^2 \cdot 310}{210 \cdot 310} W = - 916\, W.$$

Stab u_1; $U \frac{227 \cdot 210}{220} = - V_1\, 210 + O_0\, 210 - (H_0\, 310 + H_1\, 227)$

$$U = - 13{,}_{25} W$$

$$\frac{U u^2 b}{s h} = - \frac{13{,}_{35} \cdot 220^2 \cdot 310}{210 \cdot 227} W = - 4208\, W.$$

*) Die Herleitung dieser Formel findet sich in: „Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenk“ von Fr. Engefser. Berlin bei J. Springer 1880.

**) Itterbrücke bei Eberbach, Badische Neckarthalbahn. Die Berechnung bezüglich der verticalen Belastungen findet sich in der vorgenannten Abhandlung.

Digitized by Google

Stab u_2; $\frac{U 161 \cdot 210}{216} = -V_1\,210 \cdot 2 + O_0\,420 + O_1\,210 + R_1\,210 - (H_0\,310 + H_1\,227 + H_2\,161)$

$U = -25,_{42}\,W$

$\frac{U u^2 b}{s h} = -\frac{25,_{42} \cdot 216^2 \cdot 310}{210 \cdot 161} W = -10907\,W.$

Stab u_3; $\frac{U 112 \cdot 210}{212} = -V_1\,630 + O_0\,630 + O_1\,420 + O_2\,210 + R_1\,420 + R_2\,210 - (H_0\,310 + H_1\,227 + H_2\,161 + H_3\,112)$

$U = -41,_{23}\,W$

$\frac{U u^2 b}{s h} = -\frac{41,_{23} \cdot 212^2 \cdot 310}{210 \cdot 112} W = -24625\,W.$

Stab u_4; $\frac{U 79 \cdot 210}{211} = -V_1\,840 + O_0\,840 + O_1\,630 + O_2\,420 + O_3\,210 + R_1\,630 + R_2\,420 + R_1\,210 - (H 310 + H_1\,227 + H_2\,161 + H_3\,112 + H_4\,79)$

$U = -62,_4\,W$

$\frac{U u^2 b}{s h} = -\frac{62,_4 \cdot 211^2 \cdot 310}{210 \cdot 79} W = -52164\,W.$

Stab u_5; $U 62 = -V 1050 + O_0\,1050 + O_1\,840 + O_2\,630 + O_3\,420 + O_4\,210 + R_1\,840 + R_2\,630 + R_3\,420 + R_4\,210 - (H_0\,310 + H_1\,227 + H_2\,161 + H_3\,112 + H_4\,79)$

$U = -81,_4\,W$

$\frac{U u^2 b}{s h} = -\frac{81,_4 \cdot 105^2 \cdot 310}{105 \cdot 62} = -42736\,W.$

Die von der unteren Gurtung herrührende Summe im Zähler der Gleichung 34 ist sodann

$$\sum_0^{\frac{1}{2}l} -\frac{U u^2 b}{s h} = -(-916 - 4208 - 10907 - 24625 - 52164 - 42736)\,W = 135556\,W$$

In ähnlicher Weise ergiebt sich für die untere Gurtung

Stab s_1 $S = 6,_{42}\,W$; $\frac{S s y}{h} = 496\,W$;

Stab s_2 $S = 16,_{36}\,W$; $\frac{S s y}{h} = 3184\,W$;

Stab s_3 $S = 31,_{37}\,W$; $\frac{S s y}{h} = 11648\,W$;

Stab s_4 $S = 51,_{27}\,W$; $\frac{S s y}{h} = 31853\,W$;

Stab s_5 $S = 70,_2\,W$; $\frac{S s y}{h} = 59698\,W$;

Stab s_6 $S = 70,_9\,W$; $\frac{S s y}{h} = 29849\,W$;

$$\sum_0^{\frac{1}{2}l} \frac{S_{sy}}{h} \cdot \beta = 136728\,\beta\,W.$$

Der Zähler der Gleichung 34 lautet somit

$$(135556 + 136728\,\beta)\,W.$$

Der Nenner, welcher schon wegen der verticalen Belastungen berechnet werden mufste, lautet nach der genannten Abhandlung

$$9119,_4 + 7699,_8\,\beta, \text{ daher}$$

$$Q_1 = \frac{135556 + 136728\,\beta}{9119,_4 + 7699,_8\,\beta} W.$$

Für $\beta = 2$, d. h. wenn der Querschnitt der unteren Gurtung doppelt so grofs ist, als der der oberen, folgt hieraus

$Q_1 = 16,_{62}\,W$, und für $W = 1600$ kg

$Q_1 = 26688$ kg.

Zum Vergleich möge mitgetheilt werden, dafs bei derselben Brücke der Horizontalschub

durch das Eigengewicht 17860 kg

" Zugsbelastung 69200 "

" Temperaturänderungen 14200 " beträgt.

Der Einflufs der Horizontalkräfte auf den Horizontalschub darf daher schon bei kleineren Brücken nicht vernachlässigt werden.

Um nun die Spannungen zu ermitteln, welche von den Horizontalkräften in den Gurtungen der Hauptträger erzeugt werden, ist den oben bestimmten Kräften U und S noch der Zuwachs in Folge des Horizontalschubs Q_1 hinzu zu addiren. Bezeichnet man diesen Zuwachs mit Z, so ergiebt sich:

Stab u_0 $Z \cdot 310 \frac{210}{226} = Q_1 \cdot 310 = 16,_{68}\,W \cdot 310$

$Z = 17,_{95}\,W.$

Totale Spannung $= U + Z = -3,_{77}\,W + 17,_{95}\,W = 14,_{18}\,W = 22688$ kg für $W = 1600$.

Stab u_3 $Z \frac{112 \cdot 210}{212} = Q_1 \cdot 310 = 16,_{68}\,W \cdot 310$

$Z = 47\,W.$

Totale Spannung $= U + Z = -41,_{93}\,W + 47\,W = 5,_{07}\,W = 8112$ kg für $W = 1600$.

Stab u_5 $Z \cdot 62 = 16,68\,W \cdot 310$

$Z = 83,_4\,W.$

Totale Spannung $= U + Z = -81,_4\,W + 83,_4\,W = 2\,W = 3200$ kg für $W = 1600$.

Aehnlich ergieht sich für die obere Gurtung:

Stab s_1 Totale Spannung $= S + Z = 6,_{46}\,W - 6,_{10}\,W = 0,_{36}\,W = 576$ kg für $W = 1600$.

Stab s_2 Totale Spannung $= S + Z = 16,_{32}\,W - 13,_{23}\,W = 3,_1\,W = 4690$ kg für $W = 1600$.

Stab s_3 Totale Spannung $= S + Z = 31,_{37}\,W - 27,_{19}\,W = 4,_{18}\,W = 6688$ kg für $W = 1600$.

Für die Diagonalen der Hauptträger erhält man:

Stab d_1 Spannung $= 0,_{56}\,W = 896$ kg für $W = 1600$ kg.

Stab d_4 " $= 1,_{34}\,W = 2144$ kg " " "

Stab d_6 " $= 0$.

In derselben Weise ist die Berechnung für den hinteren Bogen durchzuführen; doch weichen die Resultate so wenig von denen des vorderen Bogens ab, dafs man sich mit den letzteren begnügen kann.

Die Spannungen in den Streben des Horizontalverbands erhält man nach Gleichung 31. Hat man es mit einer variablen Belastung zu thun, so ergiebt sich die ungünstigste Laststellung für die Streben in derselben Weise wie bei gewöhnlichen Balkenträgern.

Anmerkung. Besitzt die Brücke an den Auflagern keine Gelenke, so kommen zu den früher genannten 10 unbekannten äufseren Kräften noch 4 neue Unbekannte hinzu. In diesem Falle liefern die elastischen Beziehungen der losgelösten Hauptträger in bekannter Weise noch $2 \cdot 2 = 4$ neue Bestimmungsgleichungen, so dafs sämmtliche äufsere Kräfte nach Gröfse und Angriffspunkt ermittelt werden können. Ein näheres Eingehen auf diesen Fall wurde mit Rücksicht auf die geringere practische Wichtigkeit und die grofse Umständlichkeit des Rechnungsganges vermieden.

Digitized by Google

II. Der Horizontalverband liegt in der Ebene der oberen Gurtungen.

A. Bogenträger mit 3 Gelenken.

Denkt man sich die Horizontalkräfte W, welche in der Höhe w oberhalb der Kämpfer wirken, an den Horizontalverband, dessen Höhe oberhalb der Kämpfer $= g$, versetzt, so sind gleichzeitig an dem vorderen Bogen vertical aufwärts, an dem hinteren Bogen vertical abwärts gerichtete Kräfte R anzubringen, deren Gröfse $R = W \frac{w-g}{t}$, wo $t =$ Brückenbreite. Die Wirkungsweise dieser Kräfte R auf die Hauptträger ist in derselben Weise wie die der anderen verticalen Kräfte zu berechnen. Die Beanspruchung des Horizontalverbands wird nach den bekannten, bei Balkenbrücken gültigen Formeln ermittelt.

B. Bogenträger mit 2 Gelenken.

Wie bei dem Bogenträger mit 3 Gelenken entstehen durch Versetzung der Horizontalkräfte W an den Horizontalverband verticale Kräfte $R = W \frac{w-g}{t}$, deren Einflufs auf die Hauptträger dem der anderen verticalen Kräfte zuzuschlagen ist. Die Wirkungsweise der versetzten Kräfte W erstreckt sich hier jedoch nicht nur auf den Horizontalverband, sondern auch auf die Hauptträger. In Folge der Zusammenpressung der vorderen Gurtung des Horizontalverbands, welche zugleich obere Gurtung des vorderen Hauptträgers ist, würde nämlich ein Auseinanderrücken der Auflagerpunkte eintreten, wenn die festen Widerlager keinen Widerstand leisten würden. Hierdurch entsteht jedoch ein Horizontalschub, welcher in sämmtlichen Stäben des Trägers zusätzliche Spannungen erzeugt. Die Gröfse dieses Horizontalschubs ist nach Gleichung 34 zu berechnen, wo $U = 0$ und S gleich den Spannungen zu setzen ist, welche die Horizontalkräfte W für sich allein in den Gurtungen des Horizontalverbands hervorrufen.

Für das früher gewählte Beispiel der Itterbrücke ergiebt sich bei totaler gleichmäfsiger Belastung, Zugkräfte positiv gesetzt:

Stab s_1 $S = -\frac{2{,}10}{300} A_1 = -\frac{210}{300} \cdot 5\,W = -3{,}5\,W$;

$$\frac{Ssy}{h} = -268{,}5\,W;$$

Stab s_2 $S = -3{,}5\,W - \frac{210}{300}(A_1 - W) = -6{,}3\,W$;

$$\frac{Ssy}{h} = -1221{,}9\,W;$$

Stab s_3 $S = -6{,}3\,W - \frac{210}{300}(A_1 - 2\,W) = -8{,}4\,W$;

$$\frac{Ssy}{h} = -3118{,}6\,W;$$

Stab s_4 $S = -9{,}8\,W$; $\frac{Ssy}{h} = -6016{,}9\,W$;

Stab s_5 $S = -10{,}5\,W$; $\frac{Ssy}{h} = -8840{,}6\,W$;

Stab s_6 $S = -10{,}5\,W$; $\frac{Ssy}{h} = -4420{,}3\,W$;

der Zähler der Gleichung 34 ergiebt sich hiernach zu $-23886{,}8\,\beta \cdot W$; der Nenner lautet nach früher:

$$9119{,}4 + 7699{,}8\,\beta, \text{ somit}$$

$$Q = -\frac{23886{,}8 \cdot \beta \cdot W}{9119{,}4 + 7699{,}8\,\beta} \text{ (Druck)}$$
$$= -1{,}95\,W \text{ für } \beta = 2$$
$$= -3120 \text{ kg für } W = 1600 \text{ kg}.$$

Dieser Horizontalschub Q erzeugt beispielsweise im ersten, vierten und sechsten Feld der unteren Gurtung die Druckspannungen 3360, 8800, 15600 kg, und in den entsprechenden Feldern der oberen Gurtung die Zugspannungen 1136, 9120, 12480 kg, welche zu den Kräften S addirt die Totalspannungen 4464, 6560 und 4320 kg Druck ergeben. Nach der gebräuchlichen Methode hätte man für die obere Gurtung die Spannungen S, für die übrigen Stäbe die Spannungen 0 erhalten, und ist hieraus die vollständige Unzulänglichkeit dieser Methode ersichtlich. Die Berechnung der Streben des Horizontalverbands wird in bekannter Weise nach Gleichung 31 ausgeführt.

III. Der Horizontalverband liegt in einer von den Hauptträgern unabhängigen Ebene.

Die Berechnung erfolgt in derselben Weise wie bei II A.

Karlsruhe im September 1880. Fr. Engesser.

Die Baudenkmale Umbriens.

(Fortsetzung von „IX. Gubbio" im Jahrg. 1876 S. 69. Mit Zeichnungen auf Blatt 13 bis 19 im Atlas.)

c) Bauwerke der Renaissance.

1. Kirchliche Bauten.

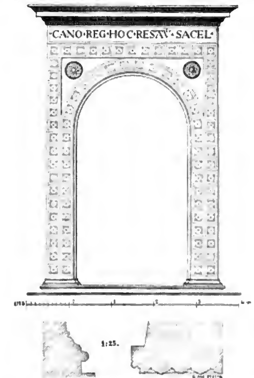
Bei der Rundschau über die Thätigkeit, welche die Epoche der Renaissance auf dem Gebiete der kirchlichen Kunst in Gubbio entwickelt hat, werden wir innerhalb der Stadtgrenzen selbst lediglich zu einer Anzahl der schon oben besprochenen Kirchen zurückkehren müssen, da aufser einigen mehr oder weniger umfangreichen Umbauten und Ausschmückungen in den im Allgemeinen künstlerisch dürftig ausgestatteten älteren Kirchen ersichtlich weder die Bevölkerung noch die Geistlichkeit den Antrieb zu neuen Bauunternehmungen in sich gefühlt hat in einer Zeit, aus der uns in Gubbio edle und reiche Beispiele profaner Architektur erhalten sind. Wie schon im Ausgange des Mittelalters das entschiedene Zurücktreten der kirchlichen Bauten gegenüber den bedeutenden Leistungen weltlicher Baukunst sich kund gab, so nimmt in den folgenden Jahrhunderten, welche der neuen Kunst huldigen, das aus fürstlichen und selbst aus privaten Mitteln Geschaffene weitaus den Vorrang ein.

Unter den uns noch unbekannten in der Nähe der Stadt aufserhalb der Ringmauer gelegenen geistlichen Stiftungen ist in erster Linie das hoch über Gubbio thronende kleine Kloster S. Ubaldo al Monte Ingino eines Besuches werth, weil hier, wie ich glaube, die neue durch den Bau des herzoglichen Palastes eingeführte Bauweise ihre erste Anwendung zu kirchlichen Zwecken gefunden hat.

S. Ubaldo al Monte Ingino. Es ist ein überaus lohnender Spaziergang zu der Höhe der bescheidenen kleinen

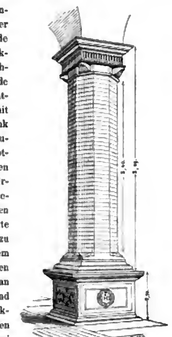
Digitized by Google

Ansiedelung hinaufzusteigen. In der Morgenfrühe liegt kühler Schatten auf dem südwestwärts gewendeten schroffen Bergabsturz des Monte Ingino, welchem in neuester Zeit ein an der porta S. Ubaldo beginnender ziemlich bequemer Zickzackweg abgewonnen wurde, so dafs man jetzt mit leichter Mühe zu dem früher schwerer zugänglichen Kloster gelangt. Von der letzten Wendung des neuen Weges steigt man gerade aus zu der stattlichen Freitreppe hinan, welche den Zugang zu der im Holzschnitt Nr. 77 dargestellten



Nr. 77. Haupteingang zum Kloster S. Ubaldo al Monte Ingino.

Hauptpforte des Klosters bildet. Dieser ansehnliche aus kleinen markig profilirten Facettenquadern in sauberster Technik hergestellte Thorbau von wohl mehr weltlichem als kirchlichem Gepräge scheint Bedeutenderes zu verheifsen, als bei näherer Besichtigung die kleine ärmliche Niederlassung gewährt. Man tritt durch das Thor, dessen Inschrift im Friese bedauerlicher Weise die Jahreszahl seiner Erbauung nicht ausspricht, unmittelbar in den von niedrigen offenen Hallen an allen vier Seiten umgebenen Klosterhof. Hier sieht es schon ziemlich dürftig aus. Zwar zeigen die achteckigen Pfeiler des Untergeschosses, welche im Holzschnitt Nr. 78 abgebildet sind, in der Zeichnung des breiten kräftig und gut gegliederten Sockels wie auch des Capitellaufsatzes manche Eigenartigkeit, aber schon die Herstellung des Schaftes aus Backsteinen erscheint etwas ärmlich, und vollends sind die knaggenförmigen Ueberführungen aus dem Quadrat in die Achteckform an Basis wie Capitell von allzu roher Form neben den sauber in Travertin ausgearbeiteten Profilen. Bei den Arcadenbogen, (je vier Halbkreisbogen an den Langseiten und je drei unschön gedrückten Segmentbogen an den schmaleren Hauptseiten, die dem vorderen Portal und der Kirchenfront entsprechen) hat man jede Profilirung für überflüssig erachtet; die Bogen selbst so wie alle Wandflächen sind einfach geputzt. Das über den Hofarcaden folgende mit einem kleinen Backsteingesims unter dem Dachvorsprung abschliefsende niedrige Obergeschofs enthält kleine Fensterchen mit sehr einfacher Sohlbank und Vordachung aus Haustein. Dem äufseren Haupteingang gegenüber bilden drei mit reich ornamentirten Umrahmungen ausgestattete Thüren unter den drei Bogen der Schmalseite des Hofes den Zugang zu der unansehnlichen, zudem auch schlecht beleuchteten dreischiffigen Kirche, an welche sich nordwärts und südwärts die sehr beschränkten Klosterräumlichkeiten anschliefsen. Guardabassi giebt als Zeit der Erbauung für den Hof das Jahr 1525 an, für das Portal das Jahr 1527. *) Ich vermag nicht, die Richtigkeit dieser Zeitangabe zu prüfen. Die an dem Hauptportal und an den Hofpfeilern hervortretenden Kunstformen freilich würden mich auf eine weit frühere Entstehungszeit schliefsen lassen, für welche meines Erachtens auch das bei beiden angewendete Kalkstein-Material sprechen würde. Seitdem mit der Bauthätigkeit der Herzöge von Urbino an ihrem Palast in Gubbio die neue Kunstweise festen Fufs hierselbst gefafst, und — theils wohl wegen der Gewöhnung der von auswärts herbeigezogenen Werkmeister, theils wegen des Bedürfnisses nach einem der feineren Ornamentirung sich gefügiger erweisendem Steinmaterial — der fortan für alle architektonische Gliederung fast ausnahmslos zur Anwendung gelangende tiefgraue, durch sein feines gleichmäfsiges Korn zur Ausmeifselung auch des zierlichsten Schmuckwerks geeignete Sandstein, die sogenannte pietra serena, Eingang gefunden hatte, kam das an sich so sehr viel wetterbeständigere, aber nur in kleinen Abmessungen brechende Kalksteinmaterial, welches vom Gebirge an Ort und Stelle dargeboten dem Mittelalter für die Gestaltung seiner Kunstformen genügt hatte, so sehr aufser Gebrauch, dafs es fast nur noch als Bruchsteinmaterial zur Anfertigung der Mauermassen Anwendung fand. Es erscheint kaum wahrscheinlich, dafs man ein volles halbes Jahrhundert nach Einführung der pietra serena bei der Herstellung des Hauptportals von S. Ubaldo wieder auf das längst verschmähte spröde Gestein der Heimat zurückgegriffen haben sollte. Jetzt nach vier Jahrhunderten tritt freilich wieder die innere Vorzüglichkeit des zurückgestofsenen Landeskindes klar zu Tage. Während die aus pietra serena gefertigten Bauglieder im Hof und selbst die unter dem Bogengange gegen Schlagregen geschützt liegenden Kirchen-



Nr. 78. Pfeiler aus dem Klosterhofe S. Ubaldo al Monte Ingino.

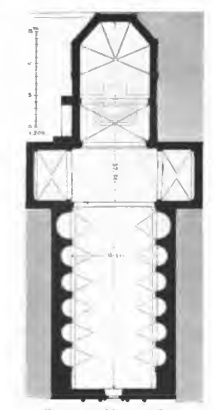
*) Indice-Guida pag 113

pforten zum Theil bis zur Unkenntlichkeit verwittert sind, hat das frei liegende Aufsenportal den die Bergeshöhen umtobenden Stürmen so gut zu widerstehen vermocht, dafs alle Kanten der feingeschnittenen und der Natur des einheimischen Kalksteins sehr verständig angepafsten Architekturformen ihre volle Schärfe bewahrt haben. Auch der an den Hofpfeilern zur Anwendung gekommene porösere Travertin hat hier selbst den harten Wintereinflüssen gegenüber seine Vortrefflichkeit bewährt.

Mag manchem Wanderer das Pflücken so spärlicher Blüthen der Kunst der Mühe des Bergsteigens nicht werth erscheinen lassen, so belohnt ihn doch die Natur mit um so reicheren Gaben. Zwei ganz verschiedenartige Bilder erfafst hier das Auge von einem Punkte aus. Blickt es gen Süden, so grenzen die uns bekannten Formen der spoletaner Berge und der Gebirgsmasse des Monte Subasio die Fernsicht ab. Ein baumreiches Hügelland bildet die Vermittelung zwischen dem breiten Bergrücken und der eugubiner Ebene, die in wechselvoller Zeichnung von Feld und Wiesen, von Baumreihen und zahlreichen hellen Weglinien zwischen den Ortschaften sich zum Beschauer heranzieht bis zu den Mauern des eng zusammengeschlossenen an die Berglehne des Monte Ingino sich innig anschmiegenden Gubbio, in dessen Gassen und Höfe man wie ein Vogel aus den Lüften hineinschaut. Und dagegen nordwärts die Grofsartigkeit einer fast alpenähnlichen Landschaft nur aus wenigen eindruckmächtigen Elementen zusammengesetzt. Im Vordergrund prächtig grüne mit buntem Rindvieh bevölkerte Matten weithin auf dem welligen Kamm des seitlich von vielen Schluchten durchfurchten Gebirgstockes, auf welchem wir stehen. Ein Mittelgrund fehlt gänzlich, denn das tief eingesenkte Thal von Scheggia mitsammt den anschliefsenden baumreichen unteren Berggeländen bleibt durch die nächsten Erhebungen des Bodens dem Blicke entzogen. Um so gewaltiger wirken aber die in mäfsiger Ferne hoch emporsteigenden steinig öden Häupter der grofsen Appenin-Kette, die mit einfach grofsartigen Umrissen hingezeichneten in kalten blauen Dunst gekleideten Massen des Monte Cuco und des Monte Catrio. Von ihnen weht auch im heifsesten Sommer erquickende Hochgebirgsluft herüber. Wir aber müssen unserer Wanderpflicht folgend wieder zur sonnendurchglühten Stadt zurückkehren, zunächst zum Kloster S. Pietro.

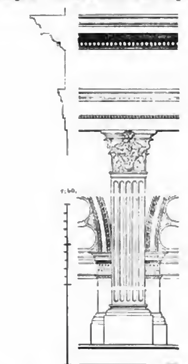
S. Pietro. Hier haben wir in erster Linie dem Umbau der Kirche selbst unsere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Ueber die Zeit, wann man mit demselben begann und wann die Kirche ihrer Bestimmung wiedergegeben worden, vermag ich nichts Genaueres anzugeben. Unzweifelhaft erstrecken sich aber die Arbeiten über einen längeren Zeitraum. Denn während das Langhaus feingezeichnete Details von jener Mannigfaltigkeit aufweist, wie sie die Frührenaissance bildete, tritt im Kreuzschiff und im Chor der allernüchternste Schematismus in den Einzelformen zu Tage.

Unter Beibehaltung der dem Mittelalter entstammenden Umfassungsmauern und Chorgewölbe wurde das ganze Innere der Kirche einer gründlichen Umformung unterzogen. Dagegen erfuhr die unbedeutende Aufsenarchitektur, abgesehen vielleicht von der Hinzufügung der aus dem nachstehenden Grundrifs ersichtlichen kurzen Kreuzflügel, keine erhebliche Abänderung.



Nr. 79. Grundrifs von S. Pietro.

Der innere Umbau schliefst sich dem Grundrifsschema des ursprünglichen mittelalterlichen Baues eng an. Die das

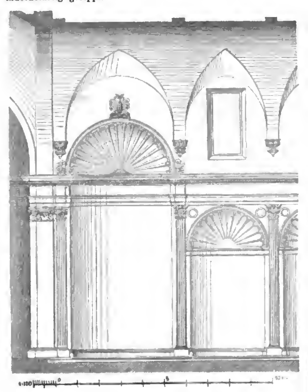


Nr. 80. Details aus dem Langhause von S. Pietro.

einschiffige Langhaus begleitenden für Gubbio so charakteristischen Nischenreihen wurden in zierlichen Frührenaissance-

Digitized by Google

formen reicher ausgebildet mit fein profilirten und ornamentirten Kämpfergesimsen und Bogenumrahmungen; die Gewölbe muschelartig gerippt.



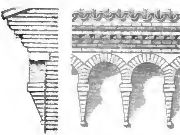
Nr. 81. System des Innern von S. Pietro.

Zwischen den Nischen sind als Stützen des rings im Innern der Kirche herum geführten Gebälkes aufserordentlich schlank gezeichnete cannelirte Pilaster mit attischen Basen und mannigfaltig variirten in manchen Beispielen sehr originell componirten Capitellen angeordnet. In welchem Sinne die Nischen weiter mit reicher figürlicher und ornamentaler Malerei ausgestattet werden sollten, zeigt die noch erhaltene, laut Inschrift aus dem Jahre 1540 stammende gut harmonisch wirkende Ausschmückung der letzten und gröfseren Nische der rechtsseitigen Arcadenreihe (vgl. den vorstehenden Holzschnitt). Im Uebrigen hat eine spätere Verzopfung durch schwülstige Gipszierrathen und garstiges Malerwerk die einfach würdige Wirkung der Nischenreihe im Langhaus verdorben. Die Cannelirungen der Pilaster sind zugeschmiert. Ein roher Stuckauftrag hat im Querschiff und Chor die gewifs ehedem ebenfalls fein gegliederten Pilaster verunstaltet, und öde weifse Tünche herrscht dort auf den breiten Wänden und Gewölbeflächen.

Auch im Langhause stechen die sorgsam gemeifselten Kämpferconsolen und die stattlichen Palmetten grell ab gegen die ungegliederte Wölbung. Beachtenswerth scheint mir bei diesem Umbau die Einschiebung eines breiteren und besonders auch höheren Arcadenbogens zwischen den kleinen Langhausarcaden und dem weitgespannten Vierungsbogen zu sein. Bramante wandte dieses Motiv sehr glücklich in der Kirche Sa. Maria dei Monte bei Cesena an.

Der Erwähnung, wenn auch ungerechnet einige originelle Eigenthümlichkeiten nicht gerade sonderlichen Lobes werth ist die an der inneren Vorderfrontwand lastende Orgelbühne mit ansehnlicher Orgel. Dieses reich vergoldete Schnitzwerk erheischte nach Guardabassi's*) Mittheilung zu seiner Herstellung ein drittel Jahrhundert, 1568 — 1601.

Die südlich von der Kirche sich erstreckenden sehr ausgedehnten Klostergebäude umschliefsen zwei grofse rechteckige Höfe von gleicher Breite aber verschiedener Länge. Beide liegen unmittelbar neben einander, nur durch eine Scheidemauer getrennt, und zeigen eine sehr verschiedene Bauart. Der kleinere quadratische hat im Erdgeschofs fünf Bogenöffnungen an jeder Seite. Die Pfeiler sind grobe quadratische Backsteinmassen, an der Vorderseite cannelirt. Plump wie die wuchtigen Formziegel, welche zur Herstellung dieser cannelirten Pilaster angefertigt wurden, ist auch die Gliederung des Hauptgesimses am oberen Stockwerk gezeichnet. Die Basen und Capitelle der Pfeiler, ferner die Zwischengesimse und Fenstereinfassungen des oberen geschlossenen, durch kleine gedrückte Pilaster gegliederten Corridorgeschosses bestehen aus Sandstein, im Uebrigen bildet der Backstein das Baumaterial, wo erforderlich unter Anwendung einfacher Formsteine. Der gröfsere oblonge Hof hingegen ist mit rundbogigen Säulenarcaden umzogen und hat fünf Bogenspannungen in der Breite, acht in der Länge. Die mageren weitgestellten Säulen aber sind von schlechter Zeichnung mit unverhältnifsmäfsig grofsen toskanischen Capitellen. An den Hofecken nehmen kräftigere Mauerpfeiler mit angelehnten Halbsäulen die Arcadenbögen auf. Ueber dem unteren Säulenumgang bildet wieder ein geschlossener durch recht gut gezeichnete Fenster erleuchteter breiter Corridor die Hauptverbindung für die Räume des oberen Stockwerks.



Nr. 82. Hauptgesims im Klosterhof von S. Pietro.

Unmittelbar über den Fenstern beginnt das Dachgesims mit grofsem Rundbogenfries auf schlanken Consolen einfach und verständig aus Backsteinen construirt. Auch alle übrigen Gesimse an dem weitläufigen Klosterbau, ja selbst die Abdeckungen der Umzäunungsmauern sind in ähnlicher Weise aus Backsteinen hergestellt. Nur die Säulen, das schmale Gurtgesims und die Fensterumrahmungen sind aus Sandstein gearbeitet. Ueber den Pultdächern der zweigeschossigen Hofumgänge steigen die übrigen Bautheile noch um ein weiteres Stockwerk in die Höhe und sind ebenfalls mit jenem Bogenfriesgesimse gekrönt. Das Kloster liegt gerade an der südlichen Ecke der Stadt und macht von Aufsen her betrachtet mit seinen einfach derben Massen einen ganz tüchtigen Eindruck.

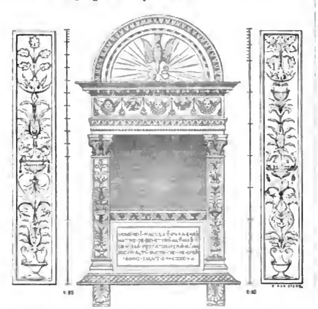
In der nahe bei S. Pietro gelegenen kleinen Kirche Sa. Maria nuova befindet sich ein zierliches Architekturwerk, ein im Jahre 1510 errichtetes Tabernakel aus Sand-

*) Guardabassi. Indice-Guida. pag. 102.

Digitized by Google

stein über dem Seitenaltar, hinter welchem an der schlichten Kirchenwand der berühmte eugubiner Meister Nelli sein schönstes und jetzt noch trefflich erhaltenes Madonnenbild gemalt hat. Das hübsche kleine Bauwerk ist auf Tafel 17 abgebildet. Zwei fein gezeichnete cannelirte Säulchen von nur $1,_{80}$ m Höhe auf schlanken $1,_{25}$ m hohen Postamenten stehend tragen auf weitgespannten Architraven eine reich und tief profilirte Cassettendecke. Den beiden freistehenden Säulen entsprechen an der Wand ganz flache Pilasterstützen. Ursprünglich war, wie sich aus den Vorkröpfungsansätzen der Abdeckplatten ersehen läfst, zwischen die Postamente eine steinerne Balustrade eingespannt, die in Folge ihrer beträchtlichen Höhe von $1,_{25}$ m bei sonst sehr schmächtigen Abmessungen nicht gar lange Stand gehalten haben mag. Besonders hübsch sind die Säulen mit ihren tief eingeschnittenen Cannelirungen (16 an der Zahl) und den eleganten Compositcapitellen ausgeführt. Architrav und Gesims sind verhältnifsmäfsig einfach behandelt. Der glatte Fries trägt auf tief ultramarinblauem Grunde in grofsen goldenen Lettern die Inschrift: Ave regina celorum. Aeternum patens miseris asilum. MCCCCCX. Wie ein giebelartiger oberer Abschlufs spannt sich über die Vorderfront des kleinen Bauwerks ein Segmentbogen, der innerhalb des umrahmenden Gesimses ganz mit einer grofsen flachen Muschel ausgefüllt ist. Ungeachtet ihrer unverhältnifsmäfsigen Gröfse wirkt diese Muschel, da sie maafsvoll im Relief behandelt wurde, doch ganz günstig. In verschwenderischer Weise ist der eben beschriebene Zierbau fast über und über vergoldet. Aufser dem schon angeführten Friese sind nur noch einige zurückliegende Flächen wie die Cannelirungen der Stützen und der Giebelmuschel so wie die Grundflächen der Deckencassetten und die Unterflächen des Gebälks ultramarinblau gefärbt, wodurch die Wirkung der stumpf gewordenen Vergoldung aufserordentlich gehoben wird. Die natürliche Farbe des Materials tritt nirgends zu Tage.

Ein noch weit kleineres Denkmal kirchlicher Decorationskunst suchen wir in dem Vorflur des neben der Kirche S. Francesco gelegenen Hospitals auf.



Nr. 83. Tabernakel im Hospital bei S. Francesco.

Dieses von dem feinsten Meifsel gearbeitete Marmerwerk stellt der vorstehende Holzschnitt in seiner Gesammterscheinung und in einigen Details vollständig genug dar, so dafs eine weitere Beschreibung überflüssig ist. In der Inschrift wird die Jahreszahl 1508 angegeben. Gegenüber der vollendeten Grazie alles sonstigen Zierwerks wird man ein Lächeln nicht unterdrücken können, wenn man bemerkt, wie die im Tympanum dargestellten luftigen Gebilde die Phantasie und die kunstgeübte Hand des wackern Meisters Schiffbruch leiden liefsen. Die kleine rechteckige Wandnische, welche gegenüber der Eingangsthür zum Hauptkrankensaale gelegen durch eine so kunstvolle Einfassung ausgezeichnet worden, dient zur Niederlegung kleiner Weihegaben und zur Aufstellung von Blumen vor einem kleinen Heiligenbilde.

Sa. Maria de' Servi. Diese übrigens unbedeutende kleine einschiffige Kirche wendet ihre Vorderseite dem Corso zu. Der wesentliche Schmuck dieser Façade besteht in dem mit einem gewissen Aufwand ausgestatteten Portale, welches zehn Stufen über dem Strafsenniveau gelegen durch eine zweiarmige Freitreppe mit steinerner Balustrade vom Corso aus zugänglich ist. Eine Inschrift giebt das Jahr 1531 als Erbauungszeit an.*) Damit stimmen auch die etwas trockenen und derben aber noch durchaus der Hochrenaissance angehörigen Formen zusammen. Die Rundbogenthür mit glatter Umrahmung, im Scheitel durch eine vorspringende Console geschlossen, wird von zwei an der Vorderseite mit einem Torusflechtwerk verzierten Pfeilern auf kräftigen Sockeln flankirt. Die nach Art der Compositcapitelle gearbeiteten Pilastercapitelle sind als nicht sehr glückliche Erfindungen zu bezeichnen.

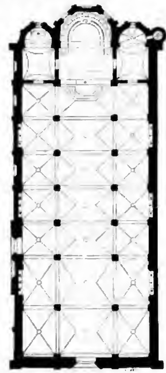
S. Martino. Nachdem in Rom vornehmlich durch den glänzenden Bau der Kirche del Gesù ein trefflich allen Erfordernissen des katholischen Cultus Rechnung tragendes Kirchenschema festgestellt war, strebte möglichst jede kleinere italienische Stadt danach, ebenfalls, wenn auch nur in schwachem Abglanz und in eingeschränktem Maafsstabe, eine Nachbildung jener schönen Raumeintheilung und solch üppiger an Säulen und Nischen reicher Façadendecoration zu besitzen. So ward auch in Gubbio die hierzu sehr wohl geeignete mittelalterliche Kirche S. Martino zu einem Umbau in diesem Sinne ausersehen. Zwar mit dem kostspieligen Aufbau der Vorderfront kam man nicht weit. Schon dicht über den Postamenten der unteren Pilasterstellung gerieth das Werk in's Stocken. Das Innere dagegen ist als wohl gelungen zu bezeichnen, nur möchte man an Stelle der kahlen Kalktünche eine wärmere farbige Decoration wünschen. Die Kreuzflügel und der ohne Apsis geradlinig abgeschlossene Chor sind quadratisch. Die Kuppel über dem Kreuz vertritt bei dieser bescheideneren Anlage ein nur wenig das Tonnengewölbe des Langhauses an Höhe übersteigendes Vierungsgewölbe. Im Hauptschiff stehen jederseits vier grofse Nebenaltäre. Eine wesentliche Zierde erhielt die Kirche durch die an den drei Chorwänden herumgeführte Doppelreihe hübscher Chorstühle. Die Sitze selbst, deren die zweite an die Wände angelehnte Reihe 43 zählt, stammen, wie die in den Rücklehnen angebrachten Entarsien vermuthen lassen, aus einer früheren Zeit. Die Entstehungs-

*) Guardabassi nennt irrthümlich das Jahr 1510.

Digitized by Google

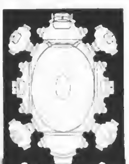
zeit der Wandverkleidung dagegen stellt eine in der mittelsten Füllung befindliche Inschrift auf das Jahr 1593 fest. Für diese verhältnifsmäfsig späte Zeit sind die architektonischen Gliederungen, besonders die cannelirten dorisirenden Halbsäulen und die weitläufig nur über den Säulen unter der weit ausladenden Hängeplatte des Gesimses angeordneten Consolen recht schwungvoll und zierlich gezeichnet. Im Gebälk eine lange Inschrift. Die Füllungstafeln zwischen den Halbsäulen weisen in bewunderungswürdig täuschender Nachahmung durch Malerei die wechselvollste Entarsiaornamentirung auf. Im Mittelpunkt des Chores steht auf einem achteckigen mit gekuppelten Pilastern an den Ecken gegliederten Sockel ein mit echten Entarsien ausgelegtes Sängerpult. Uebrigens sind an demselben Entarsien wie Schnitzwerk ziemlich grob und werthlos. Ueber einem der Nebenaltäre ist die sitzende Einzelfigur des heiligen Antonius in farbiger Terracotta aufgestellt.

S. Francesco. Im 17. Jahrhundert erfolgte die Umgestaltung des bis dahin ungewölbten und gewifs ungemein schlicht gehaltenen Inneren von S. Francesco zu einer gewölbten Hallenkirche.


Nr. 84. Grundrifs von S. Francesco.

In kunstgeschichtlichem Interesse wäre die gute Unterhaltung des alten Zustandes sicherlich viel wünschenswerther gewesen. Auch der unbefangene Betrachter wird, wenn er unter dem wohlthuenden Einflufs des durch das würdige Aeufsere der Kirche hervorgerufenen Eindrucks eintritt, sich durch den Anblick des ungenügend beleuchteten und in flauen Farbentönen ausgemalten Innenraums enttäuscht finden. Freilich, wäre dieses Kircheninnere, so wie es jetzt ist, als eigene baukünstlerische Raumerfindung der Renaissance entstanden, so würden immerhin schon die guten Verhältnisse der Schiffsarcaden und der schlanken Achteckpfeiler, noch mehr aber die Gestaltung als Hallenkirche Beachtung verdienen. Denn diese Form der Kirchenanlage, von der sich wohl aus früher Renaissancezeit originelle Beispiele wie der kleine Dom in Pienza und die Kirche Sa Maria dell' Anima zu Rom auffinden lassen, ist im ferneren Verlauf der Kunstentwickelung ganz in Ungnade gefallen. S. Francesco in Gubbio kann immerhin als Beleg dienen, wie eine so einfache Bauform auch im unansehnlichsten Kleide durch ihre Uebersichtlichkeit und Freiräumigkeit von guter Wirkung bleibt. Der Umbau hat die Kirche des seitlichen Lichtes vollständig beraubt, um Wandnischen für hohe Seitenaltäre anlegen zu können. Nur die wenigen Fenster in den drei Chorapsiden und das Rundfenster über dem Hauptportal lassen das Licht in durchaus unzureichender Menge ein. Die alten Schiffsarcaden sind erhalten geblieben. Unmittelbar über ihnen sind die in Anbetracht der gegebenen Pfeiler- und Mauerstärken aufserordentlich kühn, gewifs sehr dünn aus leichtem Material construirten Gewölbe eingespannt, Kreuzgewölbe über den Seitenschiffen und Stichkappen-Tonnengewölbe mit nach Innen vortretenden Verstärkungsgurten über dem Mittelschiff. Der Scheitel der Quergurte liegt $2_{,20}$ m unter den Spannbalken des noch erhaltenen einst frei sichtbaren alten Dachstuhls. Die Chornischen haben ihre vom ursprünglichen Bau herstammenden Gewölbe bewahrt. Dagegen scheint mir in der Grundrifsdisposition des Chores dadurch eine Aenderung herbeigeführt zu sein, dafs am Chorabschlufs der Nebenschiffe durch Einziehung von Mauern in dem letzten Arcadenpaar zwei kleine auch nach vorn hin durch Wände abgetrennte Capellen geschaffen wurden, wodurch dann zugleich das Hauptschiff für den eigentlichen Chorraum eine gröfsere Tiefe gewann.

Sa. Maria del Prato. Als letzte in der Reihe der erwähnenswerthen Kirchen Gubbio's ist endlich noch ein Neubau aus späterer barocker Zeit zu verzeichnen, Sa. Maria del Prato. Diese Kirche liegt vor der porta Trasimeno einige hundert Schritt von der Stadt entfernt hart an der nach der Provinzialhauptstadt führenden Landstrafse, und stellt sich äufserlich, abgesehen von der Vorderfront, als ein durchaus roher Mauerwerkswürfel dar, der von einer oblongen mit einem flachen Zeltdach abgedeckten achteckigen Kuppel von ganz ansprechenden Gesammtverhältnissen überragt wird. Bei der freien Lage im offenen Ackerfelde vermag die der Chaussee zugewendete mit anerkennenswerthem Geschmack entworfene und sorgfältig als Kalksteinquaderbau ausgeführte Façade die Armseligkeit der übrigen Seiten nicht zu maskiren. Die Strafsenfront zeigt ein dorisches durch recht gut gezeichnete Pilaster in drei Abtheilungen gegliedertes Untergeschofs mit dem einzigen Portal und zwei Nischen. Minder günstig wirkt das ohne Giebel abschliefsende korinthische Obergeschofs, welches ein Mittelfenster in reicher Barockumrahmung und zwei kleinere Nischen enthält.


Nr. 85. Grundrifs von Sa. Maria del Prato.

Beim Eintritt in das Innere ist man überrascht durch die reiche Gliederung des kleinen Raumes und durch die verschwenderische Ausstattung desselben mit figürlichen und ornamentalen Stuckverzierungen. Dem Erbauer kam es, wie die vorstehende Grundrifsskizze erkennen läfst, vorzugsweise

Digitized by Google

darauf an, ungeachtet der räumlichen Beschränkung durch complicirte Gliederung des Aufbaues und aufserdem auch durch die Wahl eines unverhältnifsmäfsig grofsen Maafsstabes für alles Detail zu imponiren.





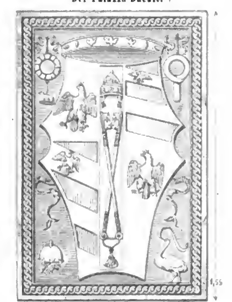
Nr. 86. Detail aus Sa. Maria del Prato.

Manche Einzelheiten wie z. B. das in Nr. 86 dargestellte Umrahmungsornament der sämmtlichen Thüröffnungen sind sehr originell erfunden und vortrefflich modellirt. Vieles wiederum ist aufserordentlich schwülstig und manirirt. Das elliptische Ringgesims so wie andere Gesimse zeichnen sich durch eigenartige Profilirung aus. Gegenüber dem in die Augen springenden Uebermaafs des Ornaments erscheinen die glatten Säulenschäfte gar zu kahl. Die Capitelle aber zeigen die üppige Compositform. Darauf folgt das reich decorirte Gebälk, dessen Architrav noch überall zwischen je zwei Säulen von je einem schwebenden Engel unterstützt wird. Daneben füllen dann auch noch fliegende Engelfiguren die Zwickel neben den gröfseren wie kleineren Gurtbogen aus. In den zwölf unteren Nischen haben alttestamentarische Gestalten Platz gefunden. Man sieht, dem Auge wird in knappem Rahmen viel geboten.

Während das ganze architektonische Gerüst und das geflügelte figürliche Beiwerk in kalter weifser Tünche belassen ist, haben die eingerahmten Wandflächen einen blafs grünlichen Farbenton erhalten. Alle Gewölbe aber und die vier Pendentifzwickel der Kuppel sind mit figurenreichen Gemälden ausgestattet. Die Beleuchtung erfolgt nur in dürftiger Weise durch wenige hochliegende und in die Gewölbe gewaltsam einschneidende Fenster.

B. Profanbauten der Renaissance.

Der Palazzo Ducale.*)



Nr. 87. Wappen des Herzogs Federigo von Urbino am Palazzo Ducale in Gubbio.

*) Vgl. F. Arnold, Der herzogl. Palast von Urbino. Leipzig 1857.

Der Palast der Herzoge von Urbino in Gubbio, der zweitgröfsten Stadt des Ländergebietes der Montefeltre, stellt sich in jeder Beziehung als der jüngere Bruder des weit grofsartiger angelegten und prächtiger ausgestatteten Hauptsitzes der berühmten Fürsten- und Feldherrnfamilie in Urbino dar. Nicht allein verdanken beide Paläste demselben Bauherrn, dem edlen Herzog Federigo, ihre Entstehung, auch das darf als feststehend angesehen werden, dafs für beide sowohl die Aufstellung der Baupläne als auch die Ueberwachung der Ausführung den nämlichen Baumeistern obgelegen, ja selbst dafs für beide die kunstvollen Arbeiten in Stein und Holz von den gleichen Werkmeistern gefertigt worden. Und hier wie dort haben wir uns über Allem den Blick des hochgebildeten kunstsinnigen Federigo selbst waltend zu denken, Maafs und Ziel im Grofsen festsetzend, im Kleinen anspornend zu gediegener, formenschöner und von Prunksucht freier Arbeit.*) So allein ist auch die augenfällige Aehnlichkeit zu erklären, welche ungeachtet der beträchtlichen Gröfsenverschiedenheit zwischen den Palästen in Urbino und Gubbio besteht. Eine der genauen Copie so nahe kommende Wiederholung der Architektur des Haupthofes in Urbino, wie sie im Hofe des kleineren Palastes zu Gubbio sich darstellt, möchte ich ohne ein unmittelbares Eingreifen des Willens des Bauherrn bei einem künstlerisch so selbstständig schaffenden Architekten wie dem Erbauer des Schlosses in Urbino kaum für möglich halten. Da nun die Identität der Baumeister für beide Bauten nach allen vorliegenden Anzeichen trotz des Mangels einer urkundlichen Bestätigung nicht bezweifelt werden kann, genügt zur Beantwortung der Frage nach dem Baumeister des Palazzo Ducale zu Gubbio eine kurze Recapitulation dessen, was gegenüber einer alt hergebrachten Annahme die neueren Forschungen hinsichtlich der Bauleitung des Palastbaues in Urbino ermittelt haben.

Gestützt auf das Zeugnifs des Vasari hatten frühere Schriftsteller, und unter diesen auch Reposati, stets den Festungsbaumeister Francesco di Giorgio aus Siena als den Erbauer des herzoglichen Schlosses in Urbino bezeichnet. Aber bereits Rumohr hat in einer scharfsinnigen Auseinandersetzung**) es wahrscheinlich gemacht, dafs dem Francesco di Giorgio nur ein geringfügiger Antheil an dem Palastbau zu Urbino, wo er allerdings in Diensten des Herzogs Federigo als Festungsingenieur thätig gewesen, vindicirt werden dürfe, und zugleich auf Baldi's Andeutung hin***) einen Baumeister Luciano aus Laurana in Dalmatien und den durch seine späteren römischen Bauten berühmt gewordenen Baccio Pontelli (bei Vasari, Burckhardt und Anderen Pintelli genannt) als die muthmaafslichen Architekten jenes grofsartigen Baues hingestellt. Diese Ansicht hat volle Bestätigung erhalten, indem das Decret an's Tageslicht gefördert wurde, mittelst dessen unter dem Datum des 10. Juni 1468 der Herzog Friedrich den Meister Luciano aus Laurana für den Neubau des herzoglichen Schlosses in Urbino als Oberarchitekten installirt hat. Diese wichtige Urkunde

*) Burckhardt sagt von ihm: „Sein Streben ging beständig auf die höchste Leutseligkeit und Zugänglichkeit; er besuchte die, welche für ihn arbeiteten, in der Werkstatt, gab beständig Audienzen, und erledigte die Anliegen der Einzelnen wo möglich am gleichen Tage ..." Cultur der Renaissance in Italien pag. 46.

**) v. Rumohr, Italienische Forschungen. 1827. II pag. 184 ff.

***) Memorie concernenti la città d' Urbino. In Roma 1724.

Digitized by Google

ist ihrem genauen Wortlaut nach abgedruckt bei Gaye, carteggio d'artisti tom. I. LXXXVII pag. 214—218 und in dem erläuternden Texte zur Arnold'schen Publication des Palastes zu Urbino. Aus derselben geht zugleich hervor, eine wie selbständige und würdige aber auch wie verantwortungsvolle Stellung der weise Fürst seinem Baumeister anwies. Reposati setzt zwar den Beginn des Baues in das Jahr 1447. Da aber der Herzog in jenem Patent es betont, dafs er in der Absicht einen seiner Väter würdigen Palast zu erbauen lange Zeit nach einem geeigneten Architekten gesucht habe, so ist Arnold gewifs im Recht, wenn er den Bau in Urbino im Wesentlichen erst nach der Berufung des Luciano im Jahre 1468 seinen Anfang nehmen läfst, und ihn in seinen Haupttheilen als aus der Hand dieses Künstlers hervorgegangen darstellt. Dabei wird in keiner Weise dem Baccio Pontelli das Anrecht verkümmert, welches derselbe etwa in der Folge an der Vollendung des Baues gehabt. Es vermochte jedoch Arnold den Zeitpunkt nicht festzustellen, zu welchem, etwa aus Anlafs des Todes des Luciano, die Bauleitung in die Hände des Pontelli überging. Neuerdings nun sind in dem Commentar zur Lebensbeschreibung des Baccio Pontelli im zweiten Bande der Milanesi'schen Ausgabe des Vasari urkundlich sichergestellte Angaben über diesen Künstler in die Oeffentlichkeit gelangt.*) Diesen zufolge kam Pontelli im Jahre 1479 als 29jähriger Mann von Pisa aus, wo er bis dahin viel im Dom gearbeitet hatte, nach Urbino und vermuthlich in des Herzogs Federigo Dienste. Nach des Herzogs Tode im Jahre 1482 ging er nach Rom, wo ihm eine grofsartige Thätigkeit unter Papst Sixtus' IV zugeschrieben wird. Somit ist die Wirksamkeit des Baccio Pontelli in Urbino der Zeit nach genau genug festgestellt. Die Muthmaafsung erscheint gerechtfertigt, dafs vielleicht einige Zeit vor seinem Eintreffen der Thätigkeit des Meisters Luciano, sei es durch den Tod, sei es durch Abberufung in einen anderen Wirkungskreis, ein Ziel gesetzt sei, und dafs der Herzog selbst den Pontelli als dessen Nachfolger zur Uebersiedelung von Pisa nach Urbino veranlafst habe. Arnold nimmt an, dafs Federigo bei seinem Tode den Palast in der Hauptsache vollendet hinterlassen habe, und dieser Annahme entspricht es auch durchaus, dafs schon in demselben Jahre 1482 Baccio Pontelli dauernd seinen Wohnsitz von Urbino nach Rom verlegt.

Nach den vorstehenden Ausführungen und unter Berücksichtigung der verhältnifsmäfsig benachbarten Lage der beiden Städte Urbino und Gubbio (ungefähr 70 Kilometer auf der heutigen Fahrstrafse) darf auch ohne urkundliche Beweise mit völliger Sicherheit angenommen werden, dafs Luciano aus Laurana und Baccio Pontelli auch die Erbauer des Palazzo Ducale in Gubbio gewesen. In welchem Jahre dieser Bau begonnen wurde, ob gleichzeitig mit dem Palast in Urbino, ob einige Jahre später, ist ungewifs. Reposati's Angaben sind dürftig und unzuverlässig.**) Er hebt die Jahre 1472 bis 1474 als die einer besonders lebhaften Bauthätigkeit hervor, indem er sagt: „Dal tempo della morte della sua dolcissima Consorte Battista (6. Juli 1472) fino all' anno 1474 il Conte Federigo se ne stette in riposo nel suo stato, attendendo al governo dei suoi sudditi, alle fabbriche di superbi palazzi quasi in tutte le città del suo dominio edificati.“ Indem ich bereit bin, aus dieser Angabe des Reposati zu schliefsen, dafs der Bau in Gubbio im Wesentlichen während dieser zwei Jahre entstanden sein mag, möchte ich einer weiter unten folgenden Mittheilung desselben Autors Zweifel entgegen bringen. Er schreibt: „In Gubbio fabbricò gran parte di un magnifico palazzo, il quale però non potè condurre a compimento, perchè sorpreso dalla morte e fù poscia perfezionato da Guid Ubaldo suo figlio.“ Dem gegenüber bin ich der Ansicht, dafs auch der Palast in Gubbio in seinem Haupttheile vollendet war, als der Herzog Federigo im Jahre 1482 starb, wenn nicht gar einige Jahre früher, und dafs von dem Sohne und Nachfolger Guidobaldo nur etwa noch ein isolirt liegendes durch eine brückenartig von einem breiten Gurtbogen getragene Gallerie mit dem Hauptbau in Verbindung gebrachtes Nebengebäude herrührt. Es zeigen nämlich nicht allein die reich verzierten Steinmetzarbeiten im Innern der Räume, sondern auch die zu den letzten Arbeiten des Ausbaues zählenden Thüren und Fensterladen überall im ganzen Hauptbau ausschliefslich die Wappen und Ordenszeichen so wie die Initialen des Herzogs Federigo (FE · DVX ·) in ihrem kostbaren Entarsienschmuck verwendet, und doch würde sicherlich in jenen Zeiten auch der pietätvollste Sohn seinen eigenen Namenszug neben dem des Vaters anzubringen nicht versäumt haben, hätte der unfertige Bau ihm hierzu noch Raum gegönnt. Es ist aber leicht erklärlich, wie Reposati zu seiner Angabe kommt. Er folgt der alten Annahme, dafs Francesco di Giorgio der Erbauer der beiden Paläste in Urbino und Gubbio gewesen, und stützt sich dabei auf ein bekanntes Schreiben des Herzogs an die Republik Siena, welches mit den Worten beginnt: „Io ho qui alli Servitii miei Francesco di Giorgio ....“, und das Datum des 26. Juli 1480 trägt. So mag Reposati gefolgert haben, dafs nur zwei Jahre später ein Bau mit so kunstvoller zeitraubender Ausstattung noch nicht vollendet sein konnte.

Ich komme somit zu dem Schlusse, dafs der Palazzo Ducale in Gubbio im Laufe der letzten zehn Lebensjahre des Herzogs Federigo erbaut worden, dafs aber weder der Beginn noch die Beendigung des Baues bestimmt angegeben werden könne.

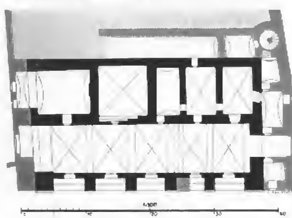
Herzog Federigo hat ersichtlich während seiner ganzen Lebenszeit eine grofse Vorliebe für Gubbio bewahrt; durch den feinsinnigen Ausbau seines dortigen Palastes hat er dieselbe in beredtester Weise zum Ausdruck gebracht. In Gubbio hatte er im Jahre 1422 das Licht der Welt erblickt; in Gubbio schlofs er im Jahre 1437 das Ehebündnifs mit seiner ersten Gemahlin Gentile Brancaleone; in Gubbio starb ihm seine zweite ihm besonders theure Gattin Battista Sforza im Jahre 1472. Nicht nur als ein Absteigequartier, wenn er persönlich Umschau hielt in seinen Staaten, sondern vielmehr als einen behaglichen Wohnsitz für ein längeres stilles Leben des Ausruhens nach den stürmischen Zeiten ruhmreichen Feldherrnlebens und abseits von dem geräuschvollen Treiben einer grofsen Hofhaltung, wie sie sein Aufenthalt in Urbino erheischte, hat der kluge Fürst sich sein Haus in Gubbio hergerichtet. Die Wahl des Bauplatzes ist besonders charakteristisch für den Sinn des Bauherrn. (Vgl. den Stadtplan Nr. 75 bei 8). Nicht in den knappen Räumen einer mittelalterlichen Burg mag er hausen, aber in seiner

*) Vasari, ediz. Milanesi. Firenze 1878. tom. II. pag. 660.
**) Reposati. Zecca di Gubbio pag. 247 und 262.

Digitized by Google

Nähe will er sie haben, um dort seine Kriegsknechte unterzubringen. Auf der anderen Seite seines Herrensitzes freut er sich, den Bischof und die hohe Clerisei zum Nachbarn zu haben, denn er liebt es, sinnige Gespräche über göttliche Dinge zu führen. Und drittens bekundet er mit der Wahl des Platzes sein Verhältnifs gegenüber seinen getreuen und ihm von Herzen anhänglichen Unterthanen. In der Stadt selbst und nahe dem Mittelpunkte derselben baut er seinen äufserlich schlichten Palast aber doch in abgesonderter und erhabener Lage, um als Fürst über den Bürgern zu wohnen. Manche Unbequemlichkeiten freilich mufsten dabei der Bauherr und der Baumeister in den Kauf nehmen. Die beiden Strafsen, welche von Nordwesten und Südosten her zu der gewählten Baustelle hinaufführen, sind recht eng und so steil, dafs sie für Fuhrwerk nicht passirbar erscheinen. Das Terrain war von Natur abschüssig und unregelmäfsig gestaltet und durch die Nähe der Burg und des Domes eingeengt, so dafs eine grofsartige und symmetrische Entfaltung des Grundplans unmöglich wurde. Auch mochte sich der Herzog bewogen fühlen, bei den gewaltigen Anforderungen, welche der Bau in Urbino an seine Kasse stellen mufste, hier nach manchen Richtungen hin mit einiger Sparsamkeit vorzugehen. Er liefs daher auch seinen Architekten ein auf der gewählten Baustelle befindliches älteres schlicht und solid gebautes zweistöckiges Gebäude als Kern des Ganzen dem Neubau einverleiben und verzichtete gänzlich darauf, seinem übrigens wegen der örtlichen Verhältnisse von keinem nahen Standpunkte aus zu übersehenden Palast nach Aufsen ein prunkendes Gewand anzulegen. Selbst bald nach seiner Vollendung wird der Herzogspalast, der in seinem jetzigen verwahrlosten Zustande eine unschöne und ungeregelte Masse von Mauerwerk und Dachflächen bildet, in dem sonst so schönen Gesammtbilde Gubbio's keine seiner künstlerischen Bedeutung entsprechende Wirkung erzielt haben.

Unter Hinweis auf die Kupfertafeln 13 bis 16, aus welchen dem Leser, wenn er gleichzeitig die schöne Publication des herzoglichen Palastes in Urbino von F. Arnold zur Hand nimmt, die aufserordentliche Aehnlichkeit beider Bauwerke in's Auge springen wird, wende ich mich der Beschreibung des Gebäudes im Einzelnen zu.*)



Nr. 86. Grundrifs des Untergeschosses des Palazzo Ducale.

*) Bei den Aufnahmen in Gubbio hat mir Herr Th. Böhm hilfreich zur Seite gestanden. Die Skizzen zu den Holzschnitten 90 und 100 verdanke ich dem Herrn Arnold Stüler.

Der in dem vorstehenden Holzschnitte dunkel hervorgehobene zweigeschossige mittelalterliche Bau von 36 m Länge und $20^1/_2$ m Breite steht mit seiner Längenrichtung parallel dem Bergabhang rittlings über der kurzen horizontalen Scheitelstrecke des Strafsenzuges, welcher von zwei entgegengesetzten Seiten der Stadt her zum Dom und zur Burg hinaufgeleitet. Der Länge nach durch eine Mittelmauer in zwei annähernd gleiche Theile getheilt, bildet im Erdgeschofs die vordere der Stadt zugewendete Hälfte eine Art von Strafsentunnel. Von der Seite her bleibt dabei die Strafse durch reichlich bemessene Fenster in der Rückwand der äufseren zwischen den Strebepfeilern der Wölbungen angeordneten spitzbogigen Mauernischen hell erleuchtet. An den Schmalseiten mögen ursprünglich nach beiden Richtungen hin ganz freie Oeffnungen bestanden haben in der vollen Breite der Strafse. Die gleichmäfsige Aufeinanderfolge der ganz flach spitzbogigen Gurte und wuchtigen Kreuzgewölbe der Tunnelgallerie unterbricht jetzt ein bei dem Umbau im 15. Jahrhundert eingezogener schmalerer Gurtbogen; die Strafseneingänge sind bei demselben Anlafs in Form von Rundbogenportalen auf $2{,}_{60}$ m Lichtmaafs verengt. Die andere rückwärts dem Bergabhange zugewendete und zum Theil aus demselben herausgeschnittene Hälfte des Erdgeschosses besteht aus einer Anzahl grofsentheils lichtloser kellerartiger Gewölbe von verschiedener Gröfse. Ueber diesem 7 m hohen Untergeschofs erhob sich bei dem ursprünglichen Bau noch ein der Eintheilung der unteren Räume analog disponirtes ungewölbtes Obergeschofs, über dessen Höhe sich nichts genaues mehr feststellen läfst, dessen Mauern aber ebenfalls sämmtlich bei dem Umbau erhalten und für die Grundrifsbildung maafsgebend blieben. Von neuen Bautheilen an drei Seiten umschlossen, tritt nur an der Südwest-Langfront der ältere Bau zu Tage und documentirt seinen mittelalterlichen Ursprung in der spitzbogigen Form der Gurtbogen und Fenster so wie in der oben mehrfach besprochenen tüchtigen Technik des Mauerwerks aus sauber zugerichtetem und gefugtem Kalksteinmaterial.

Die Bestimmung dieses, den wichtigen unterhalb der Burg entlang führenden Strafsenzug vollständig beherrschenden Bauwerks mag gewesen sein, den Lanzknechten des jeweiligen Burgherrn als Quartier zu dienen. Den grofsen der vollen Ausdehnung des Strafsentunnels entsprechenden und erst später durch eine Scheidemauer getheilten Saal im Hauptgeschofs von mehr als 300 qm Grundfläche könnte man sich recht wohl als Lagerort und Fechtboden mit rauhem Kriegsvolk bevölkert denken. Der Mangel einer Treppenverbindung zwischen den beiden Stockwerken läfst schliefsen, dafs das obere von der Burgseite her zugänglich gewesen. Hier mag sich ehedem in enger Begrenzung zwischen den nahe herantretenden Stützmauern des Bergabhanges und dem Obergeschofs in gleicher Höhe mit dem Fufsboden des letzteren ein kleiner freier Platz von länglicher Grundform vor der Hauptfront des Domes erstreckt haben. Dadurch dafs der Herzog diesen Terrainabschnitt für den Umbau mit heranzog, gewann er Platz zur Anlage eines ansehnlichen Hofes, eines Hauptererfordernisses für einen fürstlichen Wohnsitz, den er mit gediegenem architektonischem Aufwand ausstatten liefs. Für die Entfaltung eines gastfreien Hoflebens und für die Repräsentation nach Aufsen erschienen die im Hauptgeschofs des alten Baues vorhandenen Räumlichkeiten ausreichend.

Digitized by Google

Zur Unterbringung weiterer Wohn- und Schlafgemächer wurde in einem zweiten neu aufgebauten Stockwerk Sorge getragen. Das Untergeschofs mit der Strafsenunterführung aber wurde durch eine Nebentreppe mit den oberen Räumen in Verbindung gesetzt und so für wirthschaftliche Zwecke nutzbar gemacht. Indem der Baumeister für die Anlage einer bequemen Treppe zum Obergeschofs eine geschickte Lösung zu finden wufste, und aufserdem durch corridorartige Anbauten an den Schmalseiten des älteren Kernhauses für angemessene Verbindungen und Nebenräumlichkeiten sorgte, entstand eine durchaus wohnliche Gesammtdisposition, welche die Grundrisse auf Tafel 13 zur Anschauung bringen. Mit grofser Gewandtheit sind manche aus der Unregelmäfsigkeit des Bauplatzes und des Terrains hervorgehende Schwierigkeiten gelöst: es ist der mangelnden Symmetrie des Hofes im Untergeschofs ein gewisser Reiz abgewonnen, im Obergeschofs mittelst der Durchführung der Architektur auch an der vierten Seite die Augenfälligkeit entzogen; die Haupttreppe ist mit ziemlich flacher Steigung im Verhältnifs von 1 auf $2^1/_2$ angelegt. Um so mehr Staunen mufs es erregen, dafs, nach dem heutigen Bestande zu urtheilen, bei der Anlage der äufseren Zugänge jede Rücksicht auf Bequemlichkeit und würdige Erscheinung aufser Acht gelassen scheint.

(Schlufs folgt.)

Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Coblenz, über die Mosel bei Güls und über die Lahn oberhalb Niederlahnstein.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 20 bis 28 im Atlas.)

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, in den Jahren 1876 bis 1879 ausgeführt und am 15. Mai 1879 dem Verkehr eröffnet, bildet einen Theil der grofsen Staatsbahnlinie Berlin-Metz und verbindet die nassauische Lahnbahn, welche als preufsische Staatsbahn auf der Strecke von Wetzlar bis oberhalb Niederlahnstein in die Berlin-Metzer Linie eingeschaltet wurde, mit der neu erbauten Moselbahn. Sie zweigt, um die Anlage einer Kopfstation für die durchgehende Linie Berlin-Metz bei Oberlahnstein zu vermeiden, schon im Lahnthale, etwa $2^1/_2$ km oberhalb Oberlahnstein, bei der Güterhaltestelle Hohenrhein von der Lahnbahn ab, überschreitet oberhalb Coblenz das Rheinthal und geht im Moselthale oberhalb des Dorfes Güls in die Moselbahn über.

Blatt 20 zeigt die Trace der Bahn, deren Festsetzung überaus schwierig war und mehrjährige Verhandlungen mit den betheiligten Behörden erforderte.

So waren innerhalb des Bereiches der Festung Coblenz — auf der Strecke von der Brücke über den Rhein bis zur Brücke über die Mosel, einschliefslich der beiden Brücken — vornehmlich die Vorschriften der Militairbehörden für die Führung der Linie maafsgebend; auch wufste die Vertretung der Stadt Coblenz einen wesentlichen Einflufs auf die Projectanfstellung geltend zu machen, indem sie namentlich Einspruch gegen die projectirte Lage des Personenbahnhofes Coblenz aufserhalb der Stadtbefestigung erhob, und beantragte, denselben mit dem bestehenden Bahnhofe der rheinischen Bahnstrecke Cöln-Bingen vereinigt als Centralbahnhof innerhalb der Stadtbefestigung zur Ausführung zu bringen. Wie wünschenswerth eine solche Lösung vom eisenbahntechnischen Standpunkte in vielen Beziehungen auch erscheinen mufste, so scheiterte dieselbe doch an den aufserordentlichen Mehrkosten, welche den Bedingungen der Militairbehörde gegenüber eine Einführung der Bahn in die Stadtbefestigung von Coblenz verursacht haben würde.

Bezüglich des Ueberganges über den Rhein waren die Forderungen der Centralcommission für die Rheinschifffahrt, welche aus Bevollmächtigten der Rheinuferstaaten Baden, Baiern, Elsafs-Lothringen, Hessen, Niederland und Preufsen zusammengesetzt ist, zu beachten und die Genehmigung des Projectes durch dieselbe einzuholen; bezüglich des Baues der Brücken über die Lahn und über die Mosel war den Vorschriften der Wasserbau-Verwaltungen dieser Flüsse resp. der Königlichen Regierungen zu Wiesbaden und Coblenz Rechnung zu tragen, und schliefslich eine Verständigung mit der Verwaltung der Rheinischen Eisenbahn wegen Ankaufs der bestehenden Rheinischen Bahnstrecke von Oberlahnstein nach Niederlahnstein herbeizuführen. Dieser Ankauf war nothwendig, um eine Verbindung der nassauischen Rheinbahn (Staatsbahn) Frankfurt a/M. resp. Wiesbaden-Oberlahnstein mit der neuen Staatsbahnstrecke in Niederlahnstein zu erhalten. Auch wegen des mit der Rheinischen Bahn gemeinschaftlich zu erbauenden neuen Bahnhofes zu Niederlahnstein und der Anlage des Bahnhofs zu Coblenz war Vereinbarung mit der Verwaltung dieser Bahn zu treffen.

Die Erledigung aller dieser Verhandlungen, sowie der überaus schwierige Grunderwerb, welcher bei den meist aufserordentlich hohen Forderungen der Eigenthümer freihändige Ankäufe fast ganz ausschlofs und durchweg die Anwendung des Expropriations-Verfahrens bedingte, verzögerte die Bau-Inangriffnahme ungemein — das Terrain für den Personen- und Güterbahnhof Coblenz kam erst anfangs April 1878 in den Besitz der Bauverwaltung —, so dafs schliefslich der Bau selbst auf's äufserste beschleunigt werden mufste, um den festgesetzten Eröffnungstermin innehalten zu können.

Die Höhenlage der Bahn betreffend, waren folgende Rücksichten maafsgebend: An der Abzweigung zu Hohenrhein mufste die Bahn gleiche Höhe mit der Lahnbahn, in der Ebene auf der rechten Rheinseite zwischen den Dörfern Horchheim und Niederlahnstein gleiche Höhe mit der rechtsrheinischen Eisenbahn zum Zwecke der Anlage eines gemeinschaftlichen (Uebergangs-) Bahnhofes daselbst erhalten; unmittelbar am rechten und am linken Rheinufer mufste die Bahn genügend hoch gelegt werden, um die rechts- und

Digitized by Google

die links-rheinische Eisenbahn mittelst Ueberführungen kreuzen zu können; auf dem neuen Staatsbahnhofe Coblenz mufste die Höhenlage derjenigen der nebenbelegenen linksrheinischen Bahn entsprechen, zum Zwecke der Anlage einer Schienenverbindung zwischen beiden Bahnen; im Dorfe Güls mufste genügende Höhe vorhanden sein, um die Dorfstrafsen, welche nach den örtlichen Verhältnissen nicht gesenkt werden konnten, mittelst Ueberführungen kreuzen zu können; schliefslich mufste darauf Bedacht genommen werden, dem Geleise auf den drei grofsen Brücken, der Lahn-, der Rhein- und der Moselbrücke, eine solche Höhenlage zu geben, dafs der Schifffahrt auf diesen Flüssen durch die eisernen Brücken-Ueberbauten keine Hindernisse erwachsen konnten.

Hierbei ist hervorzuheben, dafs von vornherein für die beiden letzteren Brücken die Wahl einer schmiedeeisernen Bogen-Construction in Aussicht genommen wurde, um die aufserordentlich schönen und romantischen Landschaften in unmittelbarer Nähe von Coblenz durch Ausführung von Eisenconstructionen anderer Systeme, welche in ästhetischer Beziehung einen weniger befriedigenden Eindruck machen, nicht zu schädigen.

Aus den angeführten Bedingungen ergab sich das auf dem Uebersichtsplane dargestellte Längennivellement der Bahn, unter Annahme des Maafses von 1 : 200 als Maximalsteigung der anschliefsenden Lahnbahn, nahezu von selbst.

Die Bahnstrecke von der Abzweigung bei Hohenrhein bis zur Einmündung in die Moselbahn hat zwar nur $11^{1}/_{4}$ km Gesammtlänge, enthält jedoch eine ungewöhnlich grofse Zahl bedeutender Bauwerke; unter diesen sind die drei grofsen Brücken über den Rhein, die Mosel und die Lahn, sowie die Bahnhofsanlagen bei Niederlahnstein und Coblenz die hervorragendsten. Der Gesammtkosten-Anschlag der Strecke, welche von Hohenrhein bis zum Güterbahnhofe Coblenz zweigeleisig, von dort bis Güls im Ueberbau zweigeleisig, im Oberbau eingeleisig ausgeführt ist, betrug einschliefslich einer an den Militairfiscus zu entrichtenden Pauschalsumme von 288000 ℳ, welche derselbe für Umänderungen und Vervollständigungen vorhandener Festungswerke aus Anlafs des Bahnbaues beanspruchte, im Ganzen 11 900000 ℳ.

Zur Zeit sind die Baurechnungen zwar noch nicht vollständig abgeschlossen, auch ist auf Bahnhof Coblenz vorerst ein provisorisches Empfangsgebäude zur Ausführung gekommen, und es bleiben das im Kostenanschlag vorgesehene definitive Empfangsgebäude, sowie umfangreiche Perronhallen auf den Bahnhöfen Coblenz und Niederlahnstein noch herzustellen; es läfst sich jedoch schon jetzt übersehen, dafs die Gesammtkosten nach projectgemäfser Fertigstellung aller Bauten die Summe von 11 700000 ℳ nicht übersteigen werden, mithin die wirklichen Baukosten pro Kilometer ca. 1 040000 ℳ betragen.

Die Aufstellung der sämmtlichen Projecte und die Leitung der Bauausführung erfolgte, unter der technischen Oberleitung des Geheimen Regierungs- und Bauraths Hilf, Mitgliedes der Königlichen Eisenbahn-Direction zu Wiesbaden, durch den Eisenbahn-Bauinspector Altenloh. Diesem war für die Aufstellung und statische Berechnung der Specialprojecte zu den eisernen Ueberbauten der sämmtlichen grofsen und kleinen Brücken der Strecke der Abtheilungs-Baumeister G. Doerenberger zugetheilt, welcher demnächst auch die Bauleitung der Strecke von der Abzweigung zu Hohenrhein bis zum linken Rheinufer bei Coblenz übernahm. Speciell zur Ausführung des Rheinbrückenbaues war Letzterem der Ingenieur J. Zimmermann beigegeben. Den Bau der Strecke vom linken Rheinufer bis zum Anschlufs an die Moselbahn bei Güls leitete der Abtheilungs-Baumeister O. Sarrazin, welchem wiederum für die Ausführung des Moselbrückenbaues der Ingenieur A. Kuntze überwiesen war. Die Projectirung und Ausführung sämmtlicher Hochbauten der Strecke erfolgte durch den Abtheilungs-Baumeister C. Schellen.

I. Die Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.

A. Gesammtdisposition des Bauwerks.

Der Rheinstrom war an der Stelle des Uebergangs der Bahn vor der Bauinangriffnahme in zwei Arme getheilt, welche die etwa 75 ha grofse Insel Oberwerth einschlossen. Von diesen beiden Flufsarmen war nur der rechtsseitige für die Schifffahrt benutzbar, der linksseitige, die sogenannte Rheinlache, bei wesentlich geringerer Tiefe nur etwa ein Viertel so mächtig als der rechtsseitige, hatte eine gröfsere Länge, mithin ein geringeres relatives Gefälle und wurde bei nicht zu niedrigem Wasserstande mit Vorliebe von den zu Thal fahrenden Flöfsen benutzt. Die Insel Oberwerth erhebt sich zwar nicht zu ganz wasserfreier Höhe, ihre Oberfläche liegt jedoch im Grofsen und Ganzen nur etwa 1 bis $1,_{5}$ m unter dem absolut höchsten bekannten Wasserstande (1845) und ist somit einer Ueberfluthung nur in sehr seltenen Fällen ausgesetzt.

Bei der Projectirung der Bahntrace wurde nicht verkannt, dafs die Verhältnisse des Stromes der Anlage einer festen Brücke an dieser Stelle nicht günstig seien, dafs vielmehr eine Ueberbrückung des ungetheilten Stromes in sehr vielen Beziehungen den Vorzug verdiene und jedenfalls einen geringern Kostenaufwand erfordern würde. Es ergaben sich indessen für die Bahntrace im Allgemeinen aus der Wahl gerade dieser Uebergangsstelle wesentliche Vortheile.

So ist die Entfernung der letzteren bis zum Bahnhofe Niederlahnstein einerseits und bis zum Bahnhofe Coblenz andererseits gerade ausreichend, um unter Anwendung der Maximalsteigung gleiche Höhenlage mit den Schienen der vorhandenen Rheinischen Bahn auf diesen Bahnhöfen und dennoch genügende Höhenlage am Rheinübergang selbst zu erzielen; ferner treten die das Rheinthal begrenzenden Berge an dieser Stelle so weit zurück, dafs bei rechtwinkliger Anordnung der Ueberbrückung des Stromes selbst, die Anschlufscurven auf beiden Ufern sich günstig gestalten liefsen; in der Hauptsache jedoch zwangen schliefslich zu dieser Wahl entscheidende militairischerseits gegebene Vorschriften: es mufste nämlich die Möglichkeit einer Längsbestreichung des Bahndammes auf der Insel Oberwerth sowie des Terrains südlich der Bahn von dem auf dem Plateau der Karthause belegenen Fort „Feste Alexander" aus, gewahrt werden.

Zunächst wurde nun ins Auge gefafst, die Ueberbrückung so anzuordnen, dafs der Strom möglichst unverändert in sei-

Digitized by Google

nem Zustande belassen, jeder der beiden Arme besonders überbrückt und die Insel mit einem Erddamme überschritten würde. Die Rheinstrombau-Verwaltung erklärte, hiergegen nur in dem Falle Einsprache nicht zu erheben, dafs es thunlich sei, jeden der beiden Arme in einer einzigen Spannung zu überbrücken. Da aber voraussichtlich in dem breiten rechtsseitigen Arme die Errichtung von Pfeilern nicht zu umgehen sein würde, müfsten wegen der Möglichkeit des Eintrittes einer Eisversetzung vor den Pfeilern und somit einer theilweisen Sperrung dieses Flufsarmes wesentliche Bedenken gegen ein solches Project hergeleitet werden. Ein namhafter Aufstau des Wassers oberhalb einer solchen eventuellen Eisversetzung und damit eine Beseitigung derselben durch den Strom selbst könnte nämlich im vorliegenden Falle nicht entstehen, weil dieser Aufstau einen fast ungehinderten Abflufs durch den freien linksseitigen Stromarm, bis zu dessen Abzweigung das Gefälle nur etwa $0,_{20}$ m betrage, finden würde. Wenn nun durch dichter zusammengeschobene Eismassen der rechtsseitige Stromarm sich schliefslich ganz verstopfen sollte, so würde alsdann der linksseitige Stromarm die gesammten Wassermassen des Stromes abführen müssen. Da derselbe aber hierzu nach seinem Profilinhalte nicht befähigt sei, so würden voraussichtlich verheerende Ueberschwemmungen und Uferabbrüche die Folge sein.

Hiernach erübrigte nur, die vorhandene Stromspaltung zu beseitigen. Nach dem zur Ausführung gekommenen, auch von den technischen Commissarien der Rheinuferstaaten einstimmig gebilligten Projecte ist dies in der Weise geschehen, dafs der linksseitige Stromarm an der oberen Spitze der Insel Oberwerth durch einen wasserfreien Damm geschlossen und der rechtsseitige Arm unter Vergröfserung seines Fluthprofils durch Beseitigung der in demselben an der südlichen Inselspitze abgelagerten bedeutenden Kies- und Geschiebe-Massen mittelst Baggerung und durch Abgrabung des östlichen Inselrandes zum ungetheilten Hauptstrom erhoben worden ist. Dabei sind die die Rheinlache durchsetzenden Erddämme mit Wasserdurchlässen versehen worden, welche eine Stagnation des Wassers in dem abgesperrten Rheinarm, an dessen linksseitigem Ufer die schönste Promenade der Stadt Coblenz — die bekannten Rheinanlagen — entlang führt, zu verhüten.

Zur Ueberbrückung des Hauptstromes wurde nun eine von der Anordnung der sämmtlichen bestehenden Rheinbrücken abweichende Dispostion der Pfeiler und Spannweiten projectirt. Unter Hinweisung auf Blatt 21 wird bemerkt, dafs die Gründe, welche hierfür maafsgehend waren, aus dem Gutachten der technischen Commissarien der Rheinuferstaaten hervorgehen, welches in dieser Beziehung sich folgendermaafsen ausspricht: „Was nun das Brückenproject selbst anbelangt, so ist die gewählte Anordnung von den bisher am conventionellen Rheinstrom erbauten festen Brücken darin wesentlich abweichend, dafs hier das eigentliche Strombett nur mit zwei grofsen Brückenöffnungen übersetzt werden will, zu deren Seiten noch je eine kleine Stromöffnung überwölbt, während der zur Offenhaltung des erforderlichen Abflufsprofiles noch weiter nöthige Fluthraum durch zwei Fluthöffnungen am linken Ufer geschaffen werden soll. Die beiden Hauptöffnungen sollen für die grofse Schifffahrt und die Flofsfahrt dienen, der die beiderseitigen Leinpfade benutzende kleinere Schiffsverkehr aber durch die genannten beiden kleinen Oeffnungen vermittelt werden.

Bestimmend für diese Anordnung war die Thatsache, dafs zur Zeit die tiefste Stromrinne, bez. der Schiffsweg sich in der rechtsseitigen Hälfte des Hauptarmes befindet, und die Absicht, diesen Schiffsweg in seiner ganzen natürlichen Breite möglichst vollständig offen zu erhalten, indem von der Voraussetzung ausgegangen wurde, dafs auch in der Folge eine Verlegung der tiefsten Stromrinne nicht zu gewärtigen sei.

Diese Voraussetzung konnte nun zwar von uns nach eingehender Erörterung der hier in Betracht kommenden Verhältnisse nicht einstimmig unbedingt als zutreffend anerkannt werden, indem nach dem Abschlusse der Rheinlache in der projectirten Weise in Verbindung mit den in Aussicht genommenen Baggerungen im Strombette der Strom die Tendenz erhalte, von dort ab mehr das linksseitige Ufer zu verfolgen. Die Berechtigung jener Unterstellung wurde aber insoweit allseitig zugegeben, als nach der allgemeinen fast geradlinigen Richtung des Stromlaufes an der Brückenstelle bei der parallelen Begrenzung des Fluthprofiles und — soweit bekannt — nach der Lage des felsigen Untergrundes der Stromsohle durchaus nicht zu erwarten stehe, dafs der jetzige Schiffsweg jemals aufgeschüttet oder gar unpracticabel für die Schifffahrt werden könnte, und wurde demgemäfs auch die gewählte Pfeilerstellung um so mehr als zweckmäfsig anerkannt, als es nicht angezeigt wäre, mit Rücksicht auf eine immerhin nicht mit absoluter Sicherheit vorherzubestimmende Aenderung des Stromstriches den einmal bestehenden von der Natur regelmäfsig ausgebildeten Schiffsweg durch einen Strompfeiler zu spalten, wie dies bei der Wahl dreier Oeffnungen unvermeidlich gewesen wäre.

Nach diesen Erwägungen lag kein Grund mehr vor, die Stellung des Zwischenpfeilers der Brücke in der Mitte des Stromes zu beanstanden, ja es wurde vielmehr als ein nicht zu unterschätzender Vortheil anerkannt, dafs die Schifffahrt hier immer auf zwei in gleicher Weise practicable weite Durchfahrts-Oeffnungen rechnen könne, von denen die eine zur Berg-, die andere zur Thalfahrt in der Regel zu benutzen sein wird."

Diesem Gutachten ist nur noch hinzuzufügen, dafs es auch für die Bauausführung ein grofser Vortheil war, dafs der Hauptschiffsweg am rechten Ufer während des Pfeilerbaues stets frei gehalten werden konnte. Die Gefahr einer Collision der zu Thal fahrenden Segelschiffe mit den Baurüstungen wurde nämlich dadurch wesentlich verringert, und es ist ein Unfall in dieser Beziehung auch nicht vorgekommen, obschon vielfach, den ergangenen polizeilichen Vorschriften zuwider, die Segelschiffer die Bugsirhilfe der von der Bauverwaltung bereit gehaltenen Dampfboote nicht abwarteten, sondern die Baustelle ohne jede Hilfe zu Thal passirten.

In Betreff der lichten Höhe vom Wasserspiegel bis zum Scheitel der Eisenconstruction der beiden grofsen Oeffnungen konnte auf die Verhältnisse der nur $2,_{80}$ km unterhalb der neuen Brücke belegenen Eisenbahnbrücke der Rheinischen Bahn, welche bekanntlich ebenfalls eine Bogenbrücke und zwar die erste ist, welche über den Rhein erbaut wurde, Bezug genommen werden.

Die Wahl der Bogenconstruction für diese letztere Brücke hat zwar seiner Zeit zu mehrfachen Bedenken sei-

Digitized by Google

tens der Schifffahrts-Interessenten Veranlassung gegeben, jedoch wurde dieselbe, wenn auch erst nach längeren Verhandlungen, principiell genehmigt. Schliefslich wurde in dem Protocoll der zur Prüfung des Projectes dieser letzteren Brücke zusammengetretenen Commissarien der Rheinuferstaaten, d. d. Coblenz den 7. April 1862, in dieser Beziehung festgesetzt, dafs die auf 52 Fufs oder $16,_{32}$ m am Pegel liegende Sehne der Bogen einer jeden Oeffnung eine Länge von mindestens 133 Fufs oder $41,_7$ m haben müsse, wenn die Verhältnisse für die Schifffahrt sich nicht ungünstiger gestalten sollten, als bei den damals bereits bestehenden festen Rheinbrücken mit horizontaler unterer Gurtung. Dieselbe Bedingung wurde später für die in den Jahren 1871 — 1873 erbaute Rheinbrücke bei Duisburg, welche ebenfalls eine Bogenbrücke von genau derselben Construction wie die Coblenzer Brücke ist, seitens der Commissarien der Rheinuferstaaten wiederum gestellt, und es hat sich dieselbe seitdem bei beiden Brücken in der Praxis durchaus bewährt.

Es dürfte sogar zur Zeit nicht mehr zweifelhaft sein, dafs beide Brücken der Schifffahrt weniger hinderlich sind, als die Mehrzahl der übrigen Rheinbrücken, welche bei annähernd gleichen Lichtweiten eine Eisenconstruction mit horizontaler unterer Gurtung haben, deren Unterkante auf 52 Fufs oder $16,_{32}$ m am Pegel liegt, weil die Schifffahrt bei höheren Wasserständen ohne Schwierigkeit annähernd die Mitte der Oeffnungen innehalten kann, wo derselben bei den Bogenbrücken eine wesentlich höhere Lichthöhe zur Disposition steht, als bei den übrigen Brücken. Im vorliegenden Falle hat die auf $16,_{32}$ m am Pegel liegende Sehne der beiden grofsen Bogenöffnungen eine Länge von $46,_6$ m, und es wurde dieselbe im Hinblick auf die Verhältnisse bei den beiden obengenannten Bogenbrücken um so mehr für ausreichend erachtet, als auch die Unterkante des Scheitels der Bogen relativ um $0,_{15}$ m, deren Kämpfer um $0,_{45}$ m höher liegen, als dies bei der bestehenden Brücke der Rheinischen Bahn der Fall ist.

Die Gesammtlichtweite der Brücke beträgt 312 m — gegen 300 m der älteren Coblenzer Brücke — und das gesammte lichte Durchflufsprofil berechnet sich für einen Wasserstand von $9,_{13}$ m am Pegel, welcher dem höchsten bekannten Wasserstande des Jahres 1845 entspricht, auf 2967 qm, gegen 2950 qm, welche bei demselben Wasserstande die ältere Coblenzer Brücke enthält.

Nachdem auf Grund der erörterten Verhältnisse die Gesammtdisposition des Bauwerkes als zweckentsprechend anerkannt worden, auch die inzwischen bereits aufgestellten Specialprojecte die Genehmigung des Handelsministeriums erlangt hatten, erfolgte am 17. Juni 1876 der Auftrag zum Beginne der Bauausführung; vom 1. November 1878 ab wurde die fertige Brücke von Arbeitszügen befahren.

B. Bauausführung.

Da an keinem der beiden Rheinufer geeignetes Terrain zu einem Werkplatz sich beschaffen liefs, so war man gezwungen, einen solchen auf der Insel Oberwerth herzurichten. Damit war man betreffs der gesammten Materialbeschaffung lediglich auf den Bezug per Schiff angewiesen, was wiederum zur Folge hatte, dafs Magazine und Schuppen geräumiger angelegt werden mufsten, als es sonst erforderlich gewesen wäre, weil einerseits der Wassertransport sich nur dann als vortheilhaft erweist, wenn gröfsere Quantitäten auf einmal zur Anlieferung gelangen können, andrerseits aber auch auf Bereithaltung gröfserer Vorräthe für den möglichen Fall einer zeitweiligen Unterbrechung der Schifffahrt Bedacht genommen werden mufste. Die allgemeine Anordnung des Werkplatzes ist auf Blatt 21 dargestellt.

Schon im Laufe des Jahres 1874 ausgeführte Bohrversuche hatten ergeben, dafs in mäfsiger Tiefe unter dem Strombette sich fester Felsen vorfindet; die Oberfläche desselben ist in den Zeichnungen angegeben. Die eigentliche Strombettsohle über dem Felsen wird von grobem Kies gebildet, welcher stellenweise mit gröfseren losen Felsstücken untermischt ist. Die Verhältnisse in dieser Beziehung entsprechen im Allgemeinen denjenigen, welche beim Bau der älteren Coblenzer Rheinbrücke vorlagen, und es ist auch im Allgemeinen dieselbe Methode der Fundirung wie bei dieser Brücke angewandt worden, während im Speciellen allerdings wesentliche Abweichungen von derselben für zweckmäfsig erachtet wurden.

Zur Fundirung des Hauptstrompfeilers wurde zunächst auf dessen Baustelle die Kiesoberfläche des Strombettes mittelst einer Dampfbaggermaschine auf Höhe des tiefsten schon vorhandenen Punktes daselbst, d. i. auf etwa $-3,_4$ m a. P., thunlichst geebnet. Sodann wurden die vorher am Lande fertig verzimmerten Holzgerüste der beiden Pfeilerlangwände einzeln versenkt, und zwar nach derselben Methode, wie dies beim Bau der alten Coblenzer Brücke geschehen ist. Die Senkanstalt, aus zwei gekuppelten, an beiden Enden durch Querbalken fest mit einander verbundenen gröfseren Schiffsgefäfsen von je 3000 Ctr. Tragfähigkeit construirt, ist auf Blatt 23 dargestellt. Jedes dieser durch inneren Ausbau sehr verstärkten Schiffe trägt zwei etwa 9 m hohe, aus je 2×4 Säulen von 21/21 cm Stärke hergestellte Böcke, welche auf je zwei Längsbalken stehen und mit diesen durch Seitensteifen verbunden sind; über den Köpfen je zweier einander gegenüberstehenden Säulenbündel liegt ein verdübelter Doppelbalken.

Nachdem nun auf provisorischen, über die Längsbalken der Böcke gestreckten Querbalken das Senkgerüst ausschliefslich des oberen Bohlenbelages und der dazu gehörigen Längsbalken fertig aufgebaut war, wurde die ganze Senkanstalt durch ein Dampfboot an Ort und Stelle bugsirt und daselbst vor Anker gelegt, sodann das Gerüst durch die in der Zeichnung angegebenen 4 schweren Flaschenzüge, jeder von 16000 kg Tragfähigkeit, mit den zugehörigen Winden etwas angehoben und nach Entfernung der provisorischen Balkenunterlage langsam gesenkt, bis es zum Schwimmen kam; so durch zwei seitliche Flaschenzüge, welche ihre Befestigung einestheils unten an der hintersten Säule des Senkgerüstes, anderntheils an einem starken, über das Vordertheil der beiden Schiffe reichenden Querbalken haben, und aufserdem durch zwei Paar Ketten, welche von den unteren Gerüstzangen über die an Auslegern befestigten Rollen nach den 4 kleinen Winden *w* führten, gehalten, wurde es schliefslich, unter Lösen der 4 Hauptflaschenzüge durch allmälige Steinbelastung so lange gesenkt, bis es zum Aufstehen auf dem Boden kam.

Die Wasserstände des Rheines waren während der Dauer der gesammten Fundirungsarbeiten, welche übrigens in

Digitized by Google

erwünschter Weise und ohne jeden Unfall von statten gingen, sehr ungünstige, und es mufste die Arbeit des Versenkens bei dem verhältnifsmäfsig sehr hohen Wasserstande von $3{,}_5$ m a. P., bei welchem die Stromgeschwindigkeit nahezu $2{,}_{50}$ m pro Secunde betrug, ausgeführt werden; sie erforderte daher besondere Vorsicht, und wurden eben deshalb auch schwere Anker nach jedem der beiden Rheinufer ausgebracht, um ein Abtreiben der Senkanstalt beim Niederlassen der Gerüste zu verhindern. Auf jedes der letzteren wurde demnächst, nachdem es durch Steinschüttungen beschwert und der obere Bohlenbelag aufgebracht worden, eine Dampframme aufgefahren, um damit die Pfahlwände der beiden Pfeilerlangseiten zu schlagen, welche ihren Halt zwischen den oben und unten an den Senkgerüsten befestigten Doppel-Langzangen z fanden. Um die Pfähle bei etwaigem Antreffen auf einzelne lose grofse Steine, welche sich in der Flufssohle mehrfach vorfanden, nicht zu zersplittern, wurde die Vorsicht gebraucht, mit dem Rammen eines Pfahles sofort einzuhalten, wenn derselbe auf verdächtigen Widerstand stiefs und plötzlich wesentlich weniger zog, als vorher. Dann wurde ein Dampfbagger zwischen die beiden Langwände gelegt, und mittelst desselben die Baugrube bis auf die Felsoberfläche ausgebaggert, während dessen aber wurden diejenigen einzelnen Pfähle, welche vorher nicht gezogen hatten, allmälig mit der Ramme nachgeschlagen, und liefsen sie sich nun auch nach und nach bis auf den Felsen niedertreiben, weil die früher sie behindernden Steine zur Mitte hin nach der Tiefe der Baggergrube ausweichen konnten.

Da das Versenken eines ähnlichen Gerüstes zur Bildung der oberen Querwand der Pfeilerbaugrube bei dem heftigen Strom und wegen der nicht stromrechten Lage dieses Gerüstes erhebliche Schwierigkeiten geboten haben würde, ferner auf die Bildung eines Arbeitsplateaus an dieser oberen Querseite des Pfeilers ein besonderer Werth nicht gelegt zu werden brauchte, indem Fahrzeuge an demselben des Stromes halber ohnehin nicht würden anlegen können, auch die durch die Senkgerüste an den beiden Langseiten und demnächst an der unteren Querseite gebildeten Arbeitsplateaus für die vorliegenden Zwecke vollständig ausreichend erschienen, so wurde zur Herstellung der oberen Querwand der Pfeilerbaugrube ein einfacheres Verfahren eingeschlagen. Es wurde nämlich ein eiserner Träger (b Blatt 23) bis zur Tiefe von $-2{,}_5$ m versenkt, welcher an den Enden seine Stützpunkte an den bereits gerammten Langpfahlwänden fand und den unteren Halt der Pfahlwand gegen Ausweichen auf dem Felsen bildete, während ein armirter Holzträger a, auf $4{,}_5$ m Höhe a. P. verlegt und ebenfalls gegen die vorhandenen Pfahllangwände sich stützend, oben denselben Zweck erfüllte. Vor diese beiden Träger wurden die einzelnen Pfähle der Querwand mittelst einer gewöhnlichen Zugramme bis auf den Felsen niedergetrieben und alsdann durch Steinschüttung gesichert. In dem nach Vollendung dieser Pfahlwand in und unterhalb der Baugrube sich bildenden stillen Wasser konnte nun verhältnifsmäfsig leicht eine untere Querrüstung versenkt und von dieser aus die untere Querpfahlwand zur vollständigen Umschliefsung der Baugrube geschlagen werden.

Das Versenken dieser unteren Rüstung geschah in einfachster Weise, indem man dieselbe an Ort und Stelle auf einem Flosse aufzimmerte und dessen einzelne Stämme danach allmälig mittelst eines Dampfbootes unter der Rüstung wegzog, wodurch diese letztere zum Schwimmen und durch demnächstige Steinbelastung schliefslich zum Aufstehen auf dem Boden gebracht wurde. Zwischen den oberen und unteren Langzangen dieser Rüstung wurden alsdann die Pfähle der unteren Querwand der Baugrube bis auf den Felsen gerammt, dann der Rest des in derselben noch vorhandenen durch Baggern nicht wohl zu beseitigenden Kieses durch Handbagger und Taucher entfernt, und die Felsoberfläche namentlich an den Umfassungswänden vollständig frei gelegt, da ein späteres Ausspülen eines etwa in der Mitte der Baugrube zurückgebliebenen kleinen Kiesquantums im Schutze des umschliefsenden Betonbettes nicht mehr möglich war.

Die demnächst bei der Dicke der Pfeiler zu schüttenden Betonmassen waren sehr bedeutend und betrugen im Ganzen rot. 8100 cbm. Der grofse Umfang dieser Arbeit rechtfertigte die Herstellung maschineller Einrichtungen, welche sich sehr gut bewährten und eine besonders schnelle, billige und sichere Ausführung der gesammten Betonirung ermöglichten.

Die Bereitung des Betons erfolgte mittelst einer von einer sechspferdigen Locomobile getriebenen Betontrommel gewöhnlicher Construction ohne durchgehende Mittelachse, welcher die zu mischenden Materialien genau nach dem vorgeschriebenen Verhältnifs — 6 Theile Bruchstein-Kleinschlag, 6 Theile Baggerkies-Kleinschlag, 2 Theile scharfer Rheinsand, 3 Theile gelöschter Wasserkalk, 4 Theile Plaidt'er Trafs — ununterbrochen durch Arbeiter zugeführt wurden.

Zum Transport der fertigen Betonmasse dienten Transportkasten von $0{,}_{84}$ cbm Inhalt, deren im Ganzen 25 Stück beschafft waren, und von welchen immer je 2, auf dem Plateau eines Transport- (Bahnmeister-) Wagens placirt, durch den aus dem geöffneten Sammelbassin ausfallenden Beton direct ohne weitere Handarbeit gefüllt wurden. Sie waren aus Winkeleisen hergestellt, mit Tannenbrettern bekleidet und mit einem aus 2 Theilen bestehenden zum Aufklappen eingerichteten Boden versehen. Der Verschlufs bestand aus zwei auf der Seite angebrachten Haken mit je einer Einfallklinke. Bei Aufnahme des Betons wurden durch diese die Kasten geschlossen und die am unteren Boden befestigten Ketten, durch die Betonmasse hindurchgehend, provisorisch mittelst eines durch ein Auge der Ketten gesteckten Stiftes, der auf der oberen Querverbindung des Kastens ruhte, gehalten. Die Wagen brachten die gefüllten Kasten nach einem am Rheinufer aufgestellten Handkrahn, welcher die Kasten abhob und in einen bereit gehaltenen Nachen, für je 6 solcher Kasten hergerichtet, niederliefs. Ein Dampfboot beförderte die Nachen nach dem in der Betonirung begriffenen Strompfeiler, ein locomobiler Dampfkrahn auf der Pfeilerrüstung hob dann die Kasten einzeln aus und setzte dieselben direct auf einen kleinen eisernen Wagen ab, welcher auf den Schienen einer über die Baugrube gespannten und auch gleichzeitig den eisernen Betontrichter tragenden Laufbühne läuft. Ueber dem Betontrichtermund wurde der Kasten mittelst der Bremse der Triebwelle geöffnet und in den Trichter entleert, sodann wieder geschlossen und nach der Betontrommel zurückbefördert.

Bei diesem Arbeitsbetrieb mufsten die mit der Betonirung beschäftigten Arbeiten jedesmal während der, allerdings nur

Digitized by Google

wenige Minuten betragenden Zeit, welche der Dampfkrahn brauchte, um den geleerten Kasten aus dem kleinen Wagen in das Transportschiff zurückzusetzen, den nächsten gefüllten Kasten aus dem letzteren empor zu heben und wieder auf den Wagen abzusetzen, müfsig stehen. Zur Vermeidung dieses Aufenthalts wurde bald am Ende der Laufbühne ein kleiner Handkrahn von 300 kg Tragfähigkeit aufgestellt, mittelst dessen nun der geleerte Kasten aus dem kleinen Wagen ausgehoben und dann, nachdem ein gefüllter Kasten von dem Dampfkrahn in den Wagen abgesetzt war, von diesem sofort ins Schiff niedergesetzt, und unverzüglich ein gefüllter Kasten gehoben wurde. Während dieser Zeit war der vorher gehobene gefüllte Kasten in den Trichter entleert und durch den Handkrahn abgehoben worden, es konnte also jetzt der gefüllte Kasten direct in den Wagen abgesetzt, der leere Kasten von dem Handkrahn entnommen und in das Transportschiff zurückgesetzt werden. Auf diese Weise ging die Arbeit, zufällige Störungen ausgenommen, ohne jede Unterbrechung von statten.

Der Betontrichter selbst hat einen quadratischen Querschnitt und besteht aus acht Theilen, welche aus Blechtafeln und Winkeleisen hergestellt sind. An dem untern Theile sind zwei gufseiserne Walzen angebracht, deren schmiedeeiserne Achsen in schmiedeeisernen mit Rothgufs ausgefütterten Augen laufen. Der obere Theil des Trichters erweitert sich zu dem Trichtermunde und ruht auf einem aus Winkeleisen gebildeten Wagen, welcher auf vier Hartgufsrädern läuft. Die Fortbewegung des Trichters auf den Schienen der Laufbühne geschieht durch Ketten mittelst Winden, welche an den Köpfen der Laufbühne angebracht sind.

Die Betonirung der Pfeilersohlen erfolgte in horizontalen Schichten von durchschnittlich 1 m Höhe. Nach Vollendung einer Schicht wurde eine der mittleren Trommeln des Trichters entfernt, dessen unterer Theil um die Höhe dieser Trommel mit Flaschenzügen gehoben und wieder mit dem stehen gebliebenen oberen Theile des Trichters verschraubt, worauf dann die Betonirung der folgenden Horizontalschicht begann. Es wird bemerkt, dafs diese Manipulation ausgeführt wurde, ohne vorher den Beton aus dem Trichter auslaufen zu lassen, indem zunächst der Beton im Trichter bis zur Unterkante der wegzunehmenden Trommel durch vorsichtiges Fortbewegen des Trichters abgelassen und alsdann nach Wegnahme der Trommel während des langsamen Anhebens des gefüllten unteren Trichtertheiles diesem von Hand vom Pfeilerplateau aus allmälig so viel Beton zugeführt wurde, dafs er während des Anhebens stets gefüllt blieb. Sobald die mit der Betonirung beschäftigten Arbeiter — wozu sich Schiffer am befähigtsten zeigten — erst einige Uebung erlangt haben, ist diese Manipulation sehr sicher und in kurzer Zeit — etwa $2^1/_2$ Stunden — ausführbar, und es wird dadurch das sehr lästige, zeitraubende und immerhin in Bezug auf die erzielte Qualität des Betons nicht unbedenkliche Füllen des Trichters nach stattgehabter vollständiger Entleerung umgangen.

Die ganze Betonirungsarbeit erforderte auf dem Pfeiler ein Personal von nur 7 Mann, von welchen einer den Dampfkrahn bediente und die übrigen das Oeffnen, Entleeren und Schliefsen der Transportkasten, das Bewegen des Trichters und der Laufbühne, sowie das Verkürzen des Trichters nach Vollendung je einer Betonschicht besorgten. Mit diesem geringen Personal wurden durchschnittlich pro Arbeitstag 145 Kasten Beton, also 116 cbm regelmäfsig versenkt. Die gröfste vorgekommene Tagesleistung betrug 215 Kasten, oder 172 cbm. Unterbrechungen der Arbeit traten nur ein, wenn die auf der Baustelle beschäftigten 3 Dampfboote, deren hauptsächlicher Dienst darin bestand, den zu Thal fahrenden Segelschiffen und Flöfsen unentgeltlich die nöthige Hilfe zum sichern Passiren der Baustelle zu leisten, durch zufällig sich stark häufenden Schifffahrtsverkehr längere Zeit von dieser letzteren Arbeit so in Anspruch genommen waren, dafs das Heranbringen der mit Beton gefüllten Nachen von ihnen nicht rechtzeitig bewirkt werden konnte. Bemerkt wird noch, dafs auch während der Nacht das Betoniren mit schwachen Kräften fortgesetzt werden mufste, um ein Erhärten des Betons und damit ein Festsetzen desselben im Trichter zu verhüten. Es genügten hierzu aber 3 Arbeiter, welchen der für die Nacht nöthige Beton Abends mit Arbeitsschlufs auf das Pfeilerplateau resp. die Laufbühnen geschafft wurde.

Alsbald nach Fertigstellung der Betonsohle des Pfeilers wurde in einer lichten Entfernung von $1,_{50}$ m von der Pfahlwand eine leichte Holzwand gesetzt und zwischen beiden Wänden, ebenfalls mittelst des Betontrichters, eine Fangedammwand aus Beton hergestellt.

Nach Ablauf von drei Wochen wurde auf Grund früher angestellter Versuche der Beton für genügend erhärtet erachtet und die Pfeilerbaugrube nunmehr mittelst einer von einer Locomobile getriebenen Centrifugalpumpe ausgepumpt, worauf mit der Ausführung des regelmäfsigen Mauerwerks vorgegangen wurde.

Die gesammten Arbeiten zur Fundirung der Pfeiler waren nicht an Unternehmer vergeben, sondern wurden direct durch die Bauverwaltung in Regie ausgeführt. Ueber die Kosten dieser Arbeiten werden unten einige Angaben folgen. Die zur weiteren Aufmauerung des Pfeilers benutzten Gerüste etc. sind auf Blatt 24 speciell dargestellt.

Bezüglich der bei der ganzen Bauausführung erforderlichen Materialien wurde im Interesse der Kostenersparnifs besonderer Werth darauf gelegt, vornehmlich nur einheimisches, thunlichst aus nächster Nähe beziehbares Material zu verwenden.

Zum Beton wurde zur Hälfte Rheinkies, zur Hälfte Kleinschlag aus Grauwackeschiefer verwandt. Da wegen der in Verbindung mit dem Rheinbrückenbau auszuführenden Stromregulirungs-Arbeiten, vornehmlich zur Beseitigung des an der Südspitze der Insel abgelagerten Kiesfeldes umfassende Baggerarbeiten (rund 400000 cbm) ausgeführt werden mufsten, so stand das dadurch gewonnene Material in unbeschränkten Quantitäten zur Verfügung, und lieferte dasselbe sowohl mittelst Durchhürden den für die Maurerarbeiten erforderlichen Sand, als auch durch Zerkleinerung der in ihm vorkommenden gröfseren Steine das erforderliche Kleinschlagmaterial für die Betonbereitung.

Zu den Vorköpfen der Pfeiler, zu den Eckquadern derselben, sowie zu den Widerlagern der eisernen Bogenträger und der Fluthbrückengewölbe sind Quader von der bewährten Niedermendiger Basaltlava verwandt.

Das Kernmauerwerk der Pfeiler ist aus rheinischem Thonschiefer- und Grauwacken-Bruchsteinmaterial, welches aus der nächsten Nähe — aus den Steinbrüchen des Rhein-,

Digitized by Google

Mosel- und Lahn-Thales — in grofsen Massen und guter Qualität bezogen werden konnte, hergestellt worden. Zu den Gesimsen der Fluthbrücke, der Pfeiler und zu den Thurmbauten diente ein sehr witterungsbeständiger röthlicher Sandstein, aus der bairischen Pfalz bezogen, da der Niedermendiger Stein wegen seiner porösen Structur und dunklen Farbe sich bei diesen Bautheilen zur Verwendung weniger eignet.

Die Gewölbe und Stirnmauern der Fluthbrücken sind aus Ziegelsteinen hergestellt, welche bei der Billigkeit der Wasserfracht in guter Qualität vom Oberrhein — aus der Nähe von Worms — bezogen wurden.

An Stelle des Cements hat die ausgedehnteste Verwendung des in nächster Nähe gewonnenen Trasses stattgefunden, eines Materiales, für dessen vorzügliche hydraulische Eigenschaften bei geeigneter und sorgsam controlirter Auswahl die rheinischen Wasserbauten ein beredtes Zeugnifs ablegen.

Als Mörtel zum Beton wurde eine Mischung von 3 Raumtheilen Kalkpulver, 4 Raumtheilen fein gemahlenem Trafs und 2 Raumtheilen Rheinsand angewandt. Für das Mauerwerk bestand der Mörtel aus Kalk, Sand und Trafs zu gleichen Theilen, oder auch in dem Verhältnifs von 3 : 4 : 2 gemischt. Beide Mörtel, deren Qualität durch Versuche nach der Michaelis'schen Methode während der ganzen Bauausführung stets aufs sorgfältigste geprüft wurden, ergaben sowohl unter Wasser als an der Luft sehr befriedigende Resultate. Beispielsweise konnte als Mittelresultat zahlreicher Versuche constatirt werden, dafs ein Mörtel von der erstgenannten Mischung vollkommen gleichwerthig zu erachten ist mit einem Mörtel aus 1 Theil Cement und 3 Theilen Sand, wenn an den Cement die Ansprüche einer nach den Normen genügenden Qualität gestellt werden. Die Kosten verhielten sich dagegen wie 2 : 3, indem sich ein Cubikmeter Mörtel von der Mischung Kalk, Trafs und Sand zu gleichen Theilen auf $13,_{85}$ ℳ, von der Mischung 1 Theil Cement, und 3 Theile Sand auf $20,_{6}$ ℳ stellte. Dabei kosteten franco Magazin auf der Baustelle 1 hl Kalk ungelöscht (westfälischer Wasserkalk aus der Nähe von Beckum) $2,_{18}$ ℳ, 1 hl gemahlener Trafs $1,_{44}$ ℳ, 1 hl Sand $0,_{24}$ ℳ und 1 Tonne Cement von 180 kg brutto (170 kg netto), nach Abzug des Werthes der Tonne, 7 ℳ 94 ₰.

Eine besondere Erwähnung dürfte die zur Anwendung gekommene Abdeckung und Entwässerung der Gewölbe der Fluthbrücken verdienen. Es ist wohl kaum zweifelhaft, dafs die übliche Asphaltabdeckung solcher Gewölbe sich im Ganzen nicht unbedingt bewährt, dafs vielmehr in vielen Fällen sich eine Reparatur derselben als nothwendig ergeben hat, welche bei einer einigermaafsen frequenten Bahn mit grofsen Kosten und Unbequemlichkeiten für den Betrieb verbunden ist. Es wurde deshalb hier eine Abdeckung gewählt, welche bereits im Jahre 1869 auf dem an der Rheinbrücke der Rheinischen Bahn zu Coblenz am rechten Rheinufer anschliefsenden gewölbten Viaducte, sowie im Jahre 1872/73 auf den an die Rheinbrücke zu Duisburg (Hochfeld-Rheinhausen) anschliefsenden Fluthbrücken in sehr umfangreicher Weise zur Ausführung gekommen ist, und welche sich in beiden Fällen bis jetzt vorzüglich bewährt und keinerlei Reparatur erfordert hat. Die Gewölbe sind nämlich mit gewalzten Bleiplatten von 2 mm Dicke, welche pro qm 25 kg wiegen und in Breiten von etwa $2^1/_4$ m und Längen von 6 m bezogen wurden, abgedeckt. Auf die sorgfältig abgeglichenen Gewölbe resp. deren Hintermauerung wurden die Bleiplatten in langen Bahnen glatt neben einander verlegt, so dafs dieselben sich in ihren Fugen 5 cm überdecken; die Platten wurden sodann mittelst des Knallgasgebläses ohne Zusatz von anderem Löthmetall — nach Art der Bleikammern in Schwefelsäurefabriken — mit einander verlöthet. Die Löthnähte lassen sich ohne jede Schwierigkeit durchaus dicht herstellen, und auch der Anschlufs der Platten an die Einsteigeschächte, Stirnmauern und Entwässerungsschächte bietet keinerlei Schwierigkeiten. Die letzteren wurden, wie aus der Zeichnung auf Blatt 25 ersichtlich ist, nicht nach aufsen, sondern im Innern der Pfeiler bis auf etwa $1,_{5}$ m unter Terrain hinabgeführt und münden daselbst aus; ein Einfrieren derselben ist nicht zu befürchten. — Auf die Bleidecke wurde eine Ziegelflachschicht ohne Mörtel aus ausgesuchten glatten Ziegeln — um eine mechanische Beschädigung des Bleies zu verhüten — verlegt, und darüber liegt unmittelbar der Oberbaukies. Allerdings stellten sich die Kosten dieser Abdeckung nicht unwesentlich höher, als die sonst üblichen Methoden. Die Bleiplatten kosteten 42 ℳ pro 100 kg franco Baustelle, mithin pro qm $10^1/_2$ ℳ; das Aufbringen und Verlöthen kostete pro qm 1 ℳ; die Gesammtkosten einschliefslich aller Nebenarbeiten ergaben sich zu 12 ℳ pro qm. Dieselben betragen somit vielleicht das Doppelte einer Asphaltabdeckung. Mit Rücksicht jedoch auf die gröfsere Zuverlässigkeit der Bleiabdeckung und in Erwägung, dafs bei einer eventuell nöthig werdenden Aufgrabung einer Asphaltabdeckung die erzielte Ersparnifs wieder verloren geht, wurde der Abdeckung mit Blei der Vorzug gegeben.

Bezüglich der auf den beiden Hauptwiderlagspfeilern der Brücke zur Ausführung gekommenen Thürme sei noch bemerkt, dafs derjenige auf dem linksseitigen Pfeiler aus militairischen Rücksichten verlangt wurde, und dafs derselbe auf Grund specieller Vorschriften der Fortifikation in Bezug auf die Dimensionen der Innenräume, die Anlage der Schiefsscharten etc. projectirt werden mufste. Dabei lag es in der Absicht, auf dem entsprechenden rechtsseitigen Pfeiler, für welchen militairischerseits ein Thurm nicht verlangt wurde, einen solchen auch nicht zur Ausführung zu bringen. Nach der Vollendung des linksseitigen Thurmes jedoch wurde in Rücksicht auf das Aussehen des Bauwerkes höheren Orts auch der Bau eines Thurmes auf dem bis zur Fahrbahn schon vollendeten rechtsseitigen Pfeiler angeordnet. Dabei mufste dann der achteckige Vorbau, welchen der linksseitige Thurm gemäfs militairischer Vorschrift auf seiner Nordseite erhalten hatte, hier in Wegfall kommen, weil, wie bemerkt, der betreffende Pfeiler schon bis zur Fahrbahn aufgemauert war.

C. Montirung der Eisenconstruction und Belastungsproben.

Die Lieferung und Montirung des eisernen Ueberbaues der Brücke war durch Vertrag der „Gutehoffnungshütte, Actien-Verein für Bergbau und Hüttenbetrieb zu Oberhausen II an der Ruhr" übertragen. Die Montirung ist auf einer festen Rüstung, wie solche auf Blatt 24 dargestellt ist, erfolgt, und es war für die Wahl dieser Methode, gegenüber der bei Montirung der Bogenbrücken der Rheinischen Eisenbahn bei Coblenz und Duisburg gewählten Methode des Einfahrens

Digitized by Google

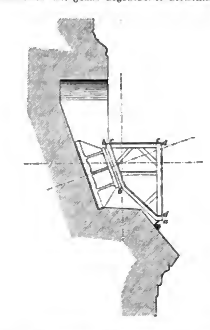
der fertigen Halbbögen, die Erwägung des Kostenpunktes und die gröfsere Sicherheit, die Bögen ohne uncontrolirbare Anfangsspannungen einbringen zu können, maafsgebend. Bei der Coblenzer Brücke der Rheinischen Bahn waren 3 Oeffnungen, bei der Duisburger deren 4 und bei je 3 Tragebögen 18 resp. 24 Bogenhälften zu montiren und einzufahren. Die erheblichen Kosten für die in unmittelbarer Verbindung mit dem Strome auszuführenden und in denselben hineinzubauenden Zulagegerüste, für den Ausbau der Hebe- und Transportschiffe, die Hebemaschinen auf den Pfeilerplateaus und dem Mittelgerüste und für den Bau des sehr stark zu construirenden Mittelgerüstes, welches bei aller Solidität in der Ausführung einen sichern Standpunkt für die Verbindung der Bogenhälften immerhin nicht bietet, würden sich für das Einfahren von nur 8 Bogenhälften nicht rentirt und die Kosten einer festen Einrüstung der beiden Oeffnungen bedeutend überschritten haben. Aufserdem fällt bei fester Rüstung die Schwierigkeit fort, den Bogen ohne wesentliche Anfangsspannungen zwischen die Kämpfer einzubringen, während andererseits eine gewisse Schwierigkeit darin liegt, dem Bogen auf der immerhin nicht unbeweglichen und dem Setzen unterworfenen Rüstung genau die richtige mathematische Form zu geben.

Es wurden zwischen den Pfeilerplateaus 3 Mittelböcke in jeder Oeffnung eingebaut und als Stützpunkte für das Montirungsgerüst benutzt. Das Einbauen dieser Mittelböcke geschah durch die Bauverwaltung in Regie, während die Herstellung des Montirungsgerüstes selbst vertragsmäfsig dem Hüttenwerke oblag.

In der linksseitigen Oeffnung war über dem Felsen hinreichend Kies vorhanden, um für jeden Bock 2 Reihen Pfähle rammen und dieselben oben zu einem festen Plateau verbinden zu können; doch nicht so in der rechtsseitigen Oeffnung, wo die geringe Mächtigkeit des Kieses den gerammten Einzelpfählen nicht die nöthige Haltbarkeit gegen den starken Strom bieten konnte. Die 3 Böcke mufsten daselbst im Ganzen mit Hilfe der bei Herstellung des Senkgerüstes der Pfeiler benutzten Senkschiffe auf den vorher horizontal abgebaggerten Kiesgrund des Rheines hinabgelassen werden. Die Construction dieser Mittelgerüste ist auf Blatt 21 angegeben.

Durch die 4 Doppelzangen des etwa 20 m langen, 3 m hohen und $4,_5$ m breiten Fufsgerüstes waren die Bockpfähle lose zwischen Zangenpaaren und Führungsklötzen hindurch gesteckt, aufserdem in ihrer Höhenlage durch Knaggen gehalten, welche sich auf die unteren und unter die oberen Zangen setzten, durch mehrere grofse Drahtstifte an die Pfähle festgenagelt waren und ein Durchfallen der letzteren durch die Zangen ebenso wie ein Aufschwimmen beim Versenken des Gerüstes auf die Flufssohle verhinderten. Die Versenkung der ganzen Construction geschah durch Beschweren des Fufsgerüstes mit Senksteinen; die feste Stützung auf den Felsen wurde dadurch erreicht, dafs die Pfähle mittelst einer Zugramme, zwischen den Zangen geführt, durch den unter den Gerüsten lagernden Kies bis auf den Felsen hinab geschlagen wurden. Die Drahtstifte der Knaggen wichen dem ersten Rammschlage, und eine starke Umschüttung der Pfähle und des Fufsgerüstes mit Senksteinen gab völlig ausreichenden Halt für die nachträglich über Wasser etwa auf + 4 m a. P. durch Zangen und Holme zu einem festen Gerüste vereinigten Bockpfähle.

Das Versenken eines solchen Bockes nahm einen ganzen Tag in Anspruch. Schon während der Aufstellung des Montirungsgerüstes wurde über die Pfeilerplateaus mit dem Eingiefsen der Steinschrauben für die Fufslager an den Kämpfern begonnen. Um das Fufslager richtig einlegen zu können, wurde auf + $9,_7$ m a. P. normal zur Brückenaxe ein Winkeleisen mit genau abgehobelter horizontaler Fläche



a mittelst Steinschrauben auf der Pfeilerschräge befestigt und von dieser Fläche resp. Linie *d* als Standlinie aus durch eine aus Winkeleisen unbiegsam hergestellte Schablone der Kopf des Fufslagers fixirt. Die Schablone enthielt in sauber gehobelten Kanten

1) die Neigung des Fufslagerkopfes *b b*,
2) die der Brückenaxe parallele Horizontale *e e*,
3) die Senkrechte *d d*.

Nachdem mittlerweile auf dem Lagerplatze unterhalb der Brücke die Sortirung der Eisentheile vorgenommen und das Montirungsgerüst fertig gestellt war, wurde von den Kämpfern aus die untere Gurtung auf Keilunterklotzungen (je 2 unter einem Arbeitsstück zwischen 2 Stöfsen) zugelegt. Die Stehrippen waren bereits vernietet und mit den Winkeln gesäumt, die Verbindung derselben mit den Gurtungsplatten geschah auf dem Gerüst. Auf der fertigen unteren Gurtung wurden die Diagonalen festgedornt und auf diesen die obere Stehrippe und die oberen Gurtungsplatten montirt.

Das Mittelstück der Gurtungen war nur an einer Seite gebohrt und blieb fort, bis nach Fertigstellung des ganzen genau montirten Bogens von der Lücke Stichmaafs genommen werden konnte.

Die projectirte Kreisform des Bogens wurde durch Abstände von der Visirlinie eines Fernrohres nach einem auf gleicher Höhe mit der Fernrohraxe angebrachten Kreuze controlirt. Das Fernrohr war durch eine unbewegliche Eisenconstruction in passender Höhe und in unveränderlichen Lagern am Strompfeiler befestigt; das anvisirte Kreuz stand

Digitized by Google

auf ähnlicher Construction am Landpfeiler, und war die Plattform für den Beobachter von der Fernrohrbasis isolirt. In bestimmten Abständen vom Scheitel waren in der Linie der Unterkante der die Gurtung mit der Stehrippe verbindenden Winkeleisen Punkte markirt, deren Abstand von der Visirlinie genau berechnet war. Eine mit dem markirten Punkte durch ein Gerüst von Winkeleisen starr verbundene Visirtafel, welche an in Millimeter eingetheilten Linealen eine horizontale und verticale Verschiebung gestattete, wurde der Berechnung entsprechend in die richtige Entfernung vom unten markirten Punkte eingestellt und dann durch Heben und Senken mittelst Kopfwinden oder seitliche Verschiebung des Bogens in die Visirlinien hinein gebracht. Die Visirtafeln waren von einander um etwa zwei Stofslängen entfernt. Die richtige Lage des zwischenliegenden Stofses wurde durch eine aus starken Brettern hergestellte Schablone, welche dem Kreise der Oberkante der unteren Gurtung entsprach, vor dem jedesmaligen Vernieten des Stofses controlirt.

Nach genauer Richtiglegung der Bogentheile vom Kämpfer bis zum Scheitel wurde das Mittelstück eingesetzt. An einem Stofse mufsten die sämmtlichen Nietlöcher nach den Löchern der verlegten Gurtungen eingeknarrt werden. Der Schlufs des Bogens erfolgte nach Maafsgabe des Projects ohne Rücksicht auf etwaige Deformationen durch Spannungen aus Eigenlast und Wärme. Diesen Spannungen wurde erst beim Aufsetzen des fertigen Bogens auf seine Widerlager Rechnung getragen.

Es wurde zu dem Zwecke beispielsweise der südliche Bogen der linksseitigen Oeffnung:

1) um das Maafs der Einsenkung, welche er unter seinem Eigengewichte erleidet ($34,_{38}$ mm),
2) um das Maafs, um welches sich der Scheitel bei der augenblicklichen Temperatur von 21° C. über die angenommene Mitteltemperatur von 10° erhebt ($11 \cdot 2,_{77} = 30,_{47}$ mm),
3) um das Maafs, um welches ihn die Fahrbahn, welche noch nicht (resp. nur zu ganz geringem Theile) montirt war, ($13,_{68}$ mm) einsenkt,

mittelst Kopfwinden angehoben und durch Keillager unterstützt.

Die ganze Hebung des Scheitels betrug somit $78,_{53}$ mm. Die Polster wurden an die Backenstücke angeprefst, und die Distanz zwischen Fufslager und Polsterunterkante wurde genau gemessen.

Der Bogen wurde nun durch Keile in der gehobenen Lage festgelegt und die über Nacht eingetretene Abkühlung auf 16° C. benutzt, um Morgens 4 Uhr das genau bearbeitete Plattenpacket von der vorher bestimmten Dicke bequem einzubringen. Die steigende Temperatur hob darauf bei 24° C. um 11¼ Uhr den Bogen von den Keillagern ab. Es gelang auf diese Weise, beide Bogen der linksseitigen Oeffnung in genau gleiche Höhe zu bringen. Dieselben lagen jedoch einige Millimeter tiefer, als nach der Rechnung zu erwarten war. Eine Correctur wurde nicht mehr vorgenommen, weil die mittlerweile fortgeschrittene Montirung eines Theiles der Fahrbahn und eine mögliche elastische Biegung des Strompfeilers eine hinreichende Erklärung für diese Erscheinung abgab.

Bei der rechtsseitigen Oeffnung wiederholte sich dieselbe Operation, nur gelang es nicht gleich, beim ersten Aufsetzen für den thalwärts gelegenen Bogenträger die richtige Höhenlage zu erlangen. Der Bogen mufste noch zweimal abgehoben und durch Aenderung der zwischengelegten Platten regulirt werden. Auch zeigte sich beim Auflager dieses Bogens am Strompfeiler zwischen Backenstück und Polster eine feine Fuge, welche von der ungenauen Ausdrehung einer Stelle des Polsters herrührte. Die Fuge wurde durch feine Stahlfedern und Papier möglichst genau gemessen, durch ein zwischengelegtes, nach dem Ergebnifs dieser Messung abgeschabtes Bleiblatt von 1 mm Stärke ausgefüllt, und so ein festes Aufliegen erzielt. Mehrere Beobachtungen im Laufe des October ergaben für alle 4 Bogenträger genau gleiche Höhen der Scheitel, woraus sich das Unterlassen einer zweiten Correctur in der Höhenlage der Scheitel der linksseitigen Oeffnung nachträglich als gerechtfertigt erwies. Nachdem die Bogen der rechtsseitigen Oeffnung frei trugen, konnte sofort mit dem Abbrechen des Montirungsgerüstes begonnen werden. Das für die Fahrbahn aufzuführende obere Nietgerüst war schon vorher, auf die Bogen gestützt, aufgeführt worden, und es wurde während des Abbrechens und Aufstellens des Gerüstes in der rechtsseitigen Oeffnung mit dem Nieten der Fahrbahn unausgesetzt fortgefahren.

Die Böcke für das Montirungsgerüst der rechtsseitigen Oeffnung sollten vertragsmäfsig dem mit der Lieferung und Aufstellung der Eisenconstruction betrauten Werke am 10. Juli 1878 übergeben werden. Der für die Jahreszeit ungewöhnlich hohe Wasserstand des Rheines gestattete jedoch erst am 26. Juli die Inangriffnahme der Versenkarbeit, und konnte die Uebergabe der Böcke an das Werk erst am 16. August 1878 erfolgen. Dennoch ist es der Gutehoffnungshütte gelungen, den Schlufstermin für die Vollendung der Eisenconstruction, den 15. October 1878, pünktlich einzuhalten, und müssen die von dem genannten Werke zu diesem Zwecke getroffenen Anordnungen in der Vertheilung der verschiedenen Nietcolonnen, in dem Ineinandergreifen und der Folge der verschiedenen Arbeiten als eine vorzügliche Leistung besonders hervorgehoben werden. Die Montirung der ganzen Brücke ist in der Zeit vom 10. April bis zum 15. October 1878 vollendet worden.

Die Eisentheile wurden zu Schiff zur Insel Oberwerth gebracht, auf einem daselbst überwiesenen Lagerplatze sortirt, und zur Montirung durch einen etwa 20 m hohen auf Schiffsgefäfsen stehenden Krahn mittelst Dampfwinde auf das Gerüst gehoben.

(Schlufs folgt.)

Digitized by Google

Reisebericht des Herrn Geheimen Ober-Baurath Hagen über die im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten im Frühjahr 1880 ausgeführte Besichtigung einiger Ströme Frankreichs.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 29 und 30 im Atlas und auf Blatt A bis D im Text.)

1. Die Rhône.

Die Schiffbarkeit der Rhône beginnt bei le Parc, 33 km unterhalb ihres Eintritts in das französische Gebiet. Auf der 159 km langen Strecke von hier bis Lyon, wo die Wassertiefe im Sommer nur 40 cm beträgt, findet ein geringer Verkehr statt, der fast nur in dem Transport von Baumaterialien zu Thal besteht. Nach dem Bulletin des travaux publics: Statistique et législation comparée pro Februar 1880 sind hier 77000 Tons im Jahr 1878 zu Thal und nur 1100 Tons zu Berg transportirt.

Von wesentlicher Bedeutung für die Schifffahrt ist die Rhône erst von Lyon ab, nachdem sie die Saône aufgenommen hat. Der durchschnittliche Verkehr zwischen Lyon und Arles betrug bis zum Jahr 1855 jährlich etwa 500000 Tons. Durch die Eisenbahn von Lyon nach dem Mittelländischen Meer, die in dem genannten Jahr in Betrieb gesetzt wurde, verminderte sich der Verkehr erheblich, betrug aber nach dem genannten Bulletin im Jahr 1878 immerhin noch 182300 Tons.

Die wasserbaulichen Anlagen, welche bis zum Jahr 1850 an der Rhône ausgeführt wurden, waren ausschliefslich Uferdeckwerke. In den nächsten zehn Jahren wurden aufser den zum Schutz der Ufer bestimmten Bauten auch einige Strom-Regulirungswerke ausgeführt, die aber nur von geringem Umfange waren und und eine wesentliche Verbesserung des Fahrwassers nicht herbeiführten.

Das Rhônethal hat, abgesehen von einigen Stellen, wo es sich auf 400 m zusammenzieht, eine Breite von 800 bis 4000 m. Die Länge des Flufslaufs von Lyon bis Arles beträgt 281 km mit einem Gesammtgefälle von 157,9 m, so dafs im Durchschnitt pro Kilometer ein Gefälle von 0,56 m vorhanden ist. Wie das Längenprofil auf Bl. A zeigt, ist dasselbe auf die einzelnen Stromstrecken sehr verschieden vertheilt.

Dasselbe beträgt:

Bezeichnung der Flufsstrecke	Länge	Gesammt-Gefälle	Durchschnitts-Gefälle pro km
	km	m	m
Zwischen Lyon und St. Vallier	76	35,5	0,47
„ St. Vallier und der Mündung der Isère	28	16,1	0,57
„ Mündung der Isère und Mündung der Ardèche .	87	67,7	0,78
„ Mündung der Ardèche u. Soujean	85	37,4	0,44
„ Soujean und Arles . .	5	0,4	0,08

Bei Arles ist der Wasserstand bereits abhängig von den Schwankungen des Meeresspiegels und von der Windrichtung. Das Gefälle wechselt demnach in der 43 km langen Strecke von Arles bis la Tour St. Louis, wo sich der Canal nach dem Golf de Foz abzweigt, zwischen 0,015 und 0,04 m pro km, während bei stärkeren Anschwellungen der Rhône auch hier eine nicht unerhebliche Strömung stattfindet.

In der 7 km langen Strecke von la Tour St. Louis bis zum Meere ist ein wahrnehmbares Gefälle nicht mehr vorhanden.

Die in der vorstehenden Tabelle angegebenen Durchschnittsgefälle werden in den vielfachen Stromschnellen, durch welche die tiefen Woogstrecken getrennt sind, erheblich übertroffen, und finden sich viele Stellen, in denen das absolute Gefälle auf 1 km Länge mehrere Meter beträgt. Zur Ueberwindung der starken Gefälle, die in diesen Strecken die Bergfahrt behinderten, waren früher oberhalb derselben Prähme vor Anker gelegt, welche die Winden trugen, welche durch Pferdegöpel bewegt, die Schiffe über die Stromschnellen heraufzogen.

Nach Einführung der Dampfschifffahrt kamen diese Winden in Fortfall und wurden einige der Remorqueure mit Vorrichtungen versehen, welche es ihnen ermöglichten, mit den angehängten Schleppschiffen auch die stärksten Strömungen zu überwinden. Es sind dies die sogenannten „grappins“, Räderdampfschiffe, die mit einem schweren eisernen Rad von etwa 6 m Durchmesser versehen sind, dessen gufseiserne Arme 0,5 m über den Felgenkranz vortreten. Können diese Schiffe mittelst der Schaufelräder gegen die Strömung nicht mehr aufkommen, so wird jenes Rad, welches sich in einem in der Längsaxe des Schiffes angeordneten Schlitz befindet, bis auf den Boden des Flufsbettes hinabgelassen, und durch Kettenräderübertragung mit der Maschinenwelle gekuppelt. Indem die vortretenden Arme nun bei der Drehung des Rades in den Grund des Flufsbettes eingreifen, wird der Remorqueur langsam stromaufwärts bewegt, und zieht derselbe die angehängten Schleppschiffe auch über die stärksten Stromschnellen hinweg.

Eine nähere Beschreibung dieser Einrichtung nebst Abbildung findet sich in der Zeitschrift für Bauwesen Jahrgang 1860 pag. 419.

Nach den angestellten Beobachtungen legt hierbei das Schiff neun Zehntel des Weges zurück, den die Peripherie des Rades beschreibt, so dafs der Bewegungsverlust, der durch das Ausweichen und Weiterrollen der das Grundbette bildenden Kiesel entsteht, nur 10 pCt. beträgt, während dieser Verlust (Slip) bei Anwendung der Schaufelräder auf der Bergfahrt 60 bis 70 pCt. ausmachen soll.

Abgesehen von der sehr grofsen Kraft, welche zur Ueberwindung dieser starken Gefälle erforderlich war, fand die Schifffahrt hier auch in sofern erhebliche Schwierigkeiten, als bei kleinen Wasserständen die Wassertiefe vielfach auf 0,6 m herabsank.

Da unter diesen Umständen eine nutzbringende Schifffahrt nicht aufrecht erhalten werden konnte, und es doch von dem gröfsten Interesse war, für zahlreiche Producte billigen Wassertransport zu ermöglichen, namentlich für die aus Afrika, Spanien und von der Insel Elba kommenden Eisensteine, für die in dem Süden wachsenden Weine, für die hydraulischen Kalke von Teil und andere Baumaterialien, sowie für die Kohlen aus den unerschöpflichen Gruben bei St.

Digitized by Google

Etienne etc., so wurde im Jahre 1860 ein eingehendes Programm für die Regulirung der Rhône von Lyon bis zur Mündung aufgestellt, welches dahin zielte, bei den kleinsten Wasserständen zwischen Lyon und Arles durchweg eine Wassertiefe von mindestens $1,_5$ m und unterhalb Arles von 2 m zu schaffen.

Im Jahr 1865 wurde dieses Programm dahin erweitert, dafs die geringste Wassertiefe nicht $1,_5$ m, sondern $1,_6$ m betragen sollte.

Für die Regulirung waren Parallelwerke in Aussicht genommen, und für die verschiedenen Stomstrecken folgende Normalbreiten festgesetzt:

1)	zwischen Lyon u. Mündung der Isère .	180 bis 200 m
2)	- Mündung der Isère und Mündung der Ardèche	200 - 250 -
3)	- Mundung der Ardèche und Soujean	250 - 300 -
4)	- Soujean und Arles	350 -
5)	unterhalb Arles	400 -

Die Krone der Parallelwerke sollte

zwischen Lyon und der Isère-Mündung . . .	2 m
- der Isère und Ardèche	$2,_5$ -
- der Ardèche-Mündung und Arles . .	3 -
und unterhalb Arles	$2,_{75}$ -

über dem niedrigsten Wasserstande liegen. Der Krümmungshalbmesser der in den Concaven zu erbauenden Parallelwerke und Uferdeckwerke sollte nicht unter 1000 m lang sein.

Die Gesammtkosten der erforderlichen Arbeiten, welche sich zugleich auf die Regulirung der Rhône oberhalb Lyon erstrecken sollten, waren zu rot. 40 Millionen Frcs. veranschlagt, und war bestimmt, dafs die Arbeiten nur nach Maafsgabe der Mittel, die in jedem Jahre hierfür zur Disposition gestellt werden könnten, ausgeführt werden.

Diesem Programm entsprechend sind Regulirungsarbeiten in grofsem Umfange zur Ausführung gekommen und hierdurch entschiedene Verbesserungen erzielt, so dafs jetzt nur noch wenige Stellen vorhanden sind, auf denen bei dem allerniedrigsten Wasserstande die Wassertiefe weniger als $0,_8$ m beträgt.

Die concaven Ufer sind theils durch Deckwerke, theils durch Parallelwerke ausgebaut, und auch in den Convexen sind einzelne Parallelwerke angelegt, durch welche das Wasser zusammengehalten, und bei mäfsigen Anschwellungen an dem Uebertreten auf das convexe Ufer verhindert wird.

Wenn sich nun neben den concaven Ufern auch durchweg eine grofse Tiefe ausbildete, so gaben die vielen dicht auf einander folgenden Contrecurven doch Veranlassung, dafs in den Uebergängen vielfach Rücken verblieben oder sich neu bildeten, auf denen die Wassertiefe nur gering war, und bei niedrigen Wasserständen eine für die Schifffahrt sehr unbequeme schräg gegen die Richtung des Flusses liegende Strömung entstand. Da wegen der unzulänglichen Geldmittel die Arbeiten nur langsam vorschritten, und nur immer der Ausbau der schlechtesten Stellen in Angriff genommen werden konnte, so trat auch häufig nur eine Verschiebung der Untiefen ein, indem sich der Wasserspiegel in den regulirten Strecken bei den niedrigen Wasserständen senkte, und dadurch oberhalb derselben Untiefen entstanden, welche früher nicht vorhanden gewesen waren.

In auffälligstem Maafse ist dies bei Lyon selbst eingetreten. Unterhalb der Vorstadt la Mulatière sind bedeutende Regulirungsarbeiten in der Rhône ausgeführt. Durch die hierdurch veranlafste verstärkte Strömung ist das Bette vertieft und demzufolge der Niedrigwasserspiegel so erheblich gesenkt, dafs derselbe in der Saône dicht oberhalb ihrer Mündung in die Rhône gegenwärtig $1,_{42}$ m weniger beträgt als vor Beginn der Regulirungsarbeiten. Auf diese sehr starke Senkung ist allerdings die Verlängerung des Separationswerkes an der Mündung der Saône nicht ohne Einflufs gewesen. Um den Wasserspiegel in der unteren Strecke der Saône wieder zu heben, ist die Anlage eines Wehres und einer Schleuse nöthig geworden, welche weiter unten näher besprochen werden soll.

Vielfache Mittelfelder und Inseln, die sich in dem Strom bildeten und erhielten, wiesen darauf hin, dafs die gewählten Breiten zu bedeutend waren, und dafs eine wirkliche Regulirung der Rhône auf $1,_6$ m Tiefe bei dem kleinsten Wasser nach dem eingeschlagenen System nicht zu erreichen sei.

Von dem Ingénieur en chef Jacquet zu Lyon ist deshalb nach eingehenden Studien ein neues Regulirungsproject aufgestellt, welches durch Gesetz vom 13. Mai 1878 auch zur Ausführung genehmigt ist. Durch das genannte Gesetz sind für diese Arbeiten 45 Millionen Frcs. bewilligt, und soll die ganze Regulirung binnen sechs Jahren beendigt sein.

Dieses neue Project unterscheidet sich von dem früheren im Wesentlichen dadurch, dafs ein angemessenes Profil für die kleinsten Wasserstände ausgebildet wird, während bei den früheren Regulirungen auf einen Wasserstand, der nahezu dem mittleren entsprach, besondere Rücksicht genommen war. Abgesehen von den schon oben erwähnten zu grofsen Breiten, wurde bei der normirten Höhe der Parallelwerke der Strom bei höheren Wasserständen zu lange zusammengehalten und an den concaven Werken entlang geführt, so dafs sich in Folge der starken Strömung das Bette erheblich austiefte, und das Profil dadurch so vergröfsert wurde, dafs bei kleinen Wasserständen hier nur noch eine ganz unbedeutende Geschwindigkeit stattfand, und sich das Gefälle hauptsächlich auf die Uebergänge concentrirte. Es soll demnach bei den neuen Regulirungsarbeiten nicht nur die Breite vermindert, sondern auch die Höhe der Parallelwerke ermäfsigt werden, so dafs die Strömung eine Geschwindigkeit von 2 m nicht überschreitet, bei welcher das Flufsbette, soweit es aus grobem Gerölle besteht, erfahrungsmäfsig nicht wesentlich angegriffen wird.

Grobes Gerölle und grober Kies findet sich in der ganzen Strecke von Lyon bis Soujean, während unterhalb Soujean, wo nur noch ein mäfsiges Gefälle stattfindet, der Boden aus Sand und Schliek besteht.

Da auch nach der Regulirung eine grofse Verschiedenheit der Gefälle bestehen bleibt, so würde zur Herstellung eines angemessenen Kleinwasserprofils nicht nur ein sehr häufiger Wechsel in den Breiten des Strombettes, sondern auch in der Höhenlage der Parallelwerke erforderlich sein, damit das Wasser dieselben überströmen und in gröfserer Breite abfliefsen kann, sobald die Stromgeschwindigkeit gröfser als 2 m wird.

Digitized by Google

Unter möglichstem Anschlufs an die durch die Rechnung gefundenen Resultate, und an die Verhältnisse, wie sie sich in den für die Schifffahrt geeigneten Strecken der Rhône vorfinden, sind die Profilbreiten in der Art festgesetzt, wie es die nachfolgende Tabelle ergiebt.

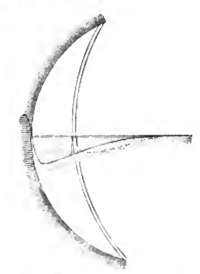
In dieselbe sind zugleich die bei den kleinsten und bei den höchsten Wasserständen abfliefsenden Wassermengen aufgenommen, welche zur Beurtheilung der Stromverhältnisse von wesentlichem Interesse sind.

	Bezeichnung der Stromstrecke.	Wassermenge pro Secunde bei kleinstem Wasserstande 1856	Wassermenge pro Secunde bei höchstem Wasserstande 1856	Verhältnifs der kleinsten zur gröfsten Wassermenge	Breite des Profils	Bemerkungen.
		cbm	cbm		m	
1	In Lyon oberhalb der Saône-Mündung	180	5200	1 : 29		
2	- - unterhalb - - - bis St. Vallier	210	7000	1 : 33	130 bis 150	1840 in Folge besonders starker Anschwellung der Saône = 8000 cbm.
3	Von St. Vallier bis zur Isère	235	7300	1 : 31		
4	- der Isère bis zur Ardèche	330	9625	1 : 29	150 bis 200	
5	- der Ardèche bis zur Durance	360	11900	1 : 33	150 bis 250	
6	Unterhalb der Durance-Mündung	400	13900	1 : 35		
7	Unterhalb Arles				400	

Die Krone der Werke soll höchstens $1,_5$ m über dem niedrigsten Wasserstande (N. W.) liegen. Wo der Strom auf beiden Seiten durch Parallelwerke eingeschlossen wird, sind dieselben möglichst niedrig zu halten; dasjenige, neben dem sich die Strömung entlang zieht, wird etwas höher ausgeführt, als das gegenüberliegende. Ganz genaue Bestimmungen sind hierüber noch nicht getroffen, und sollen die Erfahrungen, die man während der Ausführung macht, benutzt werden. Es kann dies um so leichter geschehen, als die Dämme mit 1 bis 2 m breiter Krone und beiderseitigen einfüfsigen Dossirungen zunächst bis zur Höhe von etwa $1,_5$ m über N. W. roh aus Steinen geschüttet werden, und später den gemachten Erfahrungen entsprechend regulirt und in den über Wasser befindlichen Theilen regelmäfsig abgepflastert werden sollen.

Mit möglichster Schonung und Beibehaltung der vorhandenen Parallelwerke, die im Uebrigen sehr sorgfältig ausgeführt und mit regelmäfsig bearbeiteten Steinen revetirt sind, werden den vorstehenden Principien entsprechend die Concaven vollständig ausgebaut und die vielen vorhandenen Nebenarme durchdämmt, um bei kleinen Wasserständen das Wasser zusammen zu halten, und dessen seitliches Abfliefsen zu verhindern. In den geraden Strecken und in den oberen Theilen der einzelnen Curven wird der Strom mit der entsprechenden Profilbreite von beiden Seiten eingefafst. Die Curven werden nicht nach Kreisbögen sondern nach Sinuslinien angelegt, um recht gestreckte Uebergänge in den auf einander folgenden Contrecurven zu erzielen und die Stromrichtung recht allmälig zu ändern. Der kleinste Krümmungshalbmesser in den Concaven soll im Allgemeinen, wie bisher, nicht unter 1000 m betragen. In einzelnen Fällen ist hiervon allerdings abgewichen, um eine zu starke Aenderung der bestehenden Verhältnisse, und namentlich eine zu erhebliche Verkürzung des Stromlaufes zu vermeiden. So verbleibt bei dem Schlofs Montfaucon, 20 km oberhalb Avignon, eine scharfe Curve, deren Krümmungshalbmesser nach erfolgtem Ausbau nur 470 m betragen wird.

Ein grofser Theil der vorhandenen Werke entspricht nicht den vorstehenden Principien und kann deshalb für die neue Regulirung nicht benutzt werden. Dies gilt namentlich von den in den scharfen Concaven liegenden Uferdeckwerken. Vor denselben hat sich oft eine so bedeutende Tiefe gebildet, dafs das Profil für die niedrigen Wasserstände bei weitem zu grofs ist. An solchen Stellen werden deshalb neue Parallelwerke erbaut, von deren Anordnung die beistehende schematische Skizze ein Bild giebt.



Der dem Hochufer beziehungsweise dem alten höheren Parallelwerk zunächst gelegene Raum wird durch ein neues niedrigeres Parallelwerk von dem Stromlauf getrennt, und soll sich dann nach der punktirten Linie ein neues Kleinwasserprofil ausbilden, welches erheblich geringer ist, als das frühere, und eine Hebung des Wasserspiegels veranlafst, durch welche das starke Gefälle in der oberhalb gelegenen Furth vermindert wird. Steigt das Wasser bis zu der höchstens $1,_5$ m über N. W. liegenden Krone des neuen Werkes, so überströmt es dasselbe, und die dann eintretende Vergröfserung des benetzten Profils mäfsigt die Strömung und verhindert die übermäfsige Vertiefung der neben dem Parallelwerk liegenden Stomrinne. Um diese Vertiefung noch sicherer zu verhindern, sollen überdies vor den Parallelwerken in angemessener Tiefe unter Wasser inclinante Stromschwellen angelegt werden.

Sind die Tiefen, in denen das neue Werk zu erbauen ist, sehr bedeutend, so soll zunächst durch inclinante Grundschwellen auf eine Erhöhung des Grundbettes hingewirkt werden.

Wo es erforderlich ist, werden die neuen Werke mit den Ufern durch Traversen, die nach dem Lande zu etwas ansteigen, verbunden. Bis jetzt war dies nur an wenigen

Digitized by Google

Stellen geschehen, und scheint ein allgemeines Bedürfnifs dazu auch nicht vorzuliegen, da hinter den neuen Werken, deren oberer Anschlufs noch fehlte, meistens eine erhebliche Verlandung eingetreten war.

Die convexen Ufer sollen in der Regel mit Buhnen ausgebaut werden, um Correctionen in den Profilbreiten, falls sich solche durch die Erfahrung als nothwendig herausstellen, leichter bewirken zu können. Die Buhnen werden declinant angelegt. Von der Anlage inclinanter Buhnen glaubte man Abstand nehmen zu müssen, weil befürchtet wird, dafs sich in den spitzen Winkeln, welche dieselben mit dem Ufer bilden, die zahlreichen auf der Rhône herabtreibenden Thierleichen ansammeln und mittelst Uebertragung durch Insecten zur Verbreitung von Krankheiten Veranlassung geben können.

Damit das über die Buhnen fallende Wasser die Ufer nicht angreift, sollen in ähnlicher Weise, wie es im Anfang dieses Jahrhunderts von Wiebeking empfohlen wurde, durch kürzere inclinante Buhnen triangelförmige Anschlüsse an das Ufer gebildet werden.

Behufs weiterer Einschränkung der zu grofsen Profile und gleichmäfsigerer Vertheilung der Gefälle beabsichtigt man, die grofsen Tiefen mittelst Grundschwellen, deren Krone mindestens 3 m unter dem allerniedrigsten Wasserstande liegt, zu durchbauen. Nach den vorläufigen Bestimmungen wird die Entfernung zwischen den einzelnen Grundschwellen 150 m betragen.

Zu den Werken werden die an den Ufern der Rhône brechenden sehr geeigneten Kalksteine verwandt. Die Unternehmer erhalten pro Cubikmeter Kalkstein zu liefern, zu verfahren und in die Dämme einzubauen $3,_{50}$ bis 4 Frcs. Nach den Contractsbestimmungen dürfen die einzelnen Steine nicht unter 60 und nicht über 400 kg wiegen. Die Abnahme geschieht in geaichten Fahrzeugen, deren Ladung sowohl an der Ladestelle bei dem Steinbruch wie an der Verwendungsstelle durch staatliche Aufseher controlirt wird.

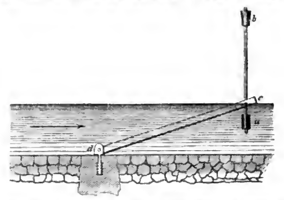
Wo die vorhandene Schifffahrtsrinne durchbaut wird, unterstützt man die Ausbildung der neuen Rinne durch Baggern. Einer der hierzu verwandten Dampfbagger, welcher oberhalb Avignon in Thätigkeit war und besichtigt wurde, hatte eine Länge von 38 m, eine Breite von 7 m und eine Maschine von 100 indicirten Pferdekräften. Der Bagger ist mit einem grappin, wie er oben beschrieben ist, versehen, damit er sich durch eigene Kraft gegen die Strömung fortbewegen kann.

Aufser den für die Vorwärts- und Seitenbewegung erforderlichen Windevorrichtungen hat der Bagger am hinteren Ende noch eine horizontale, quer über dem Schiff liegende Windetrommel, auf welche ein langes Drahtseil aufgewickelt ist. Ist ein Baggerprahm gefüllt, so wird derselbe an das Drahtseil befestigt, und läfst man ihn dann durch die Strömung stromabwärts treiben, wobei das Ablaufen des Seiles durch eine Bremse regulirt wird. Sobald der Prahm bis zu einer Stelle herabgeschwommen ist, an der sich eine genügende Tiefe befindet, um den Baggerboden ohne Nachtheil versenken zu können, wird er hier durch Oeffnen der Bodenklappen entleert und dann an dem Drahtseil, welches durch die Dampfmaschine des Baggers aufgewickelt wird, wieder bis zu dem Bagger heraufgezogen.

Das bei der starken Strömung sehr beschwerliche Treideln der Prähme wird hierdurch entbehrlich.

Im Durchschnitt werden durch den Bagger täglich vierzehn Prähme von 72 cbm Inhalt gefüllt. Das gebaggerte Material besteht aus Gerölle von Nufs- bis Kopfgröfse. Die Prähme sind 35 m lang und 6 m breit, und haben sechs durch Quer- und Längsschotten getrennte Abtheilungen, die durch Bodenklappen geschlossen werden.

Damit die Schiffer bei höheren Wasserständen die Lage der Parallelwerke erkennen, sollen Baken auf denselben errichtet werden, die so construirt sind, dafs sie sich umlegen, wenn gröfsere Körper dagegen treiben, und sich nach dem Vorbeipassiren derselben wieder aufrichten. Versuchsweise war eine solche Bake aufgestellt. Wie die beistehende



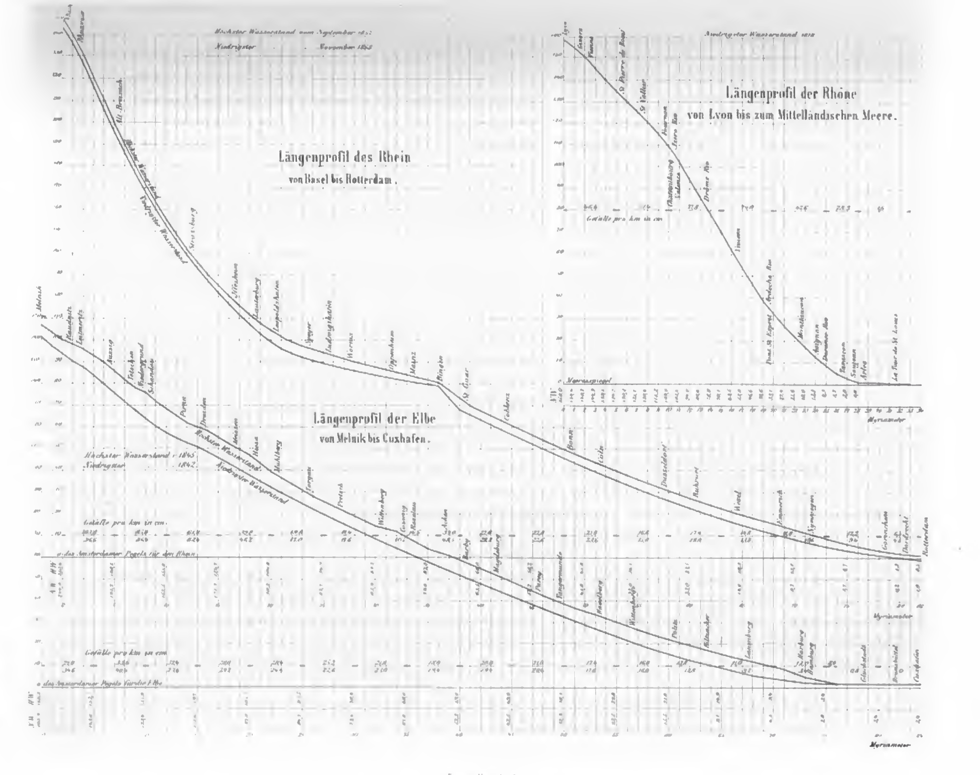
Skizze zeigt, besteht dieselbe aus einer Stange *ab*, welche mit einem stärkeren Kopf versehen, unten durch einen verticalen Schlitz des hölzernen Balkens *cd* gesteckt und hier durch einen Bolzen befestigt ist, um den sie sich drehen kann. Durch das Contregewicht *a* wird die Stange in senkrechter Stellung erhalten. Ein horizontaler Bolzen verbindet das hintere Ende des Balkens der Art mit dem eisernen Schuh bei *d*, dafs der Balken je nach der Höhe des Wasserstandes eine steilere oder flachere Lage annehmen kann. Der eiserne Schuh ist mittelst eines verticalen Dornes an einen gröfseren Stein befestigt, der in das Parallelwerk eingelassen ist, und kann sich um denselben drehen, so dafs demnach auch der Balken den verschiedenen Richtungen der Strömung frei folgen kann.

Von Arles bis la Tour St. Louis beträgt die Wassertiefe 3 bis 4 m, mit Ausnahme einer Untiefe 6 km unterhalb Arles, wo ein Felsrücken aus Puddingstein von 200 m Breite, auf dem sich nur eine Wassertiefe von $2,_{2}$ m findet, die Rhône quer durchsetzt. Gelingt es, wie man erwartet, durch Vervollständigung der Parallelwerke hier durchweg eine Tiefe von 4 m herzustellen, so mufs der Felsrücken durch Sprengen entsprechend beseitigt werden, und können die kleineren Seeschiffe dann aus dem Mittelländischen Meer bis Arles heraufkommen.

Hinter den unterhalb Arles ausgeführten Parallelwerken zeigten sich sehr bedeutende Verlandungen, welche zum gröfsten Theil mit schönem Weidenanfschlag bestanden waren.

Zwischen Lyon und Tarascon finden sich zahlreiche Polder, welche durch wasserfreie Deiche eingeschlossen sind, namentlich sind auch die Städte und die gröfseren bewohnten Orte durch hohe Deiche gegen die Hochfluthen der Rhône geschützt. Gewöhnlich treten die Anschwellungen der

Digitized by Google



Längenprofil des Rhein
von Basel bis Rotterdam.
Längenprofil der Rhône
von Lyon bis zum Mittelländischen Meere.
Längenprofil der Elbe
von Melnik bis Cuxhafen.


Digitized by Google

auf der rechten und auf der linken Seite in die Rhône einmündenden Zuflüsse nicht zu gleicher Zeit ein, so dafs gefahrbringende Ueberschwemmungen selten sind. Treffen die Anschwellungen der beiderseitigen Nebenflüsse jedoch zusammen, wie es in den Jahren 1840, 1856 und 1872 der Fall war, dann sind arge Verwüstungen unvermeidlich. Weitere Concessionen zu wasserfreien Eindeichungen sollen im Allgemeinen jetzt nicht mehr ertheilt werden.

Von Tarascon bis zur Mündung liegen auf beiden Ufern des Flusses zusammenhängende wasserfreie Deiche, die bereits vor einigen hundert Jahren erbaut wurden. Dieselben haben in sofern nachtheilig gewirkt, als sie die Aufschlickung der grofsen Niederung unterhalb Arles, der Camargue, welche jetzt zum allergröfsten Theil aus sumpfigen uncultivirten Flächen besteht, verhinderten. Der reiche Schlick, welchen die Hochwasser der Rhône enthalten, wird jetzt bis an die Mündung herabgeführt, und veranlafst hier einerseits eine Verlängerung des Flufslaufs, die in den letzten 30 Jahren im Durchschnitt jährlich 90 m betragen haben soll, andererseits bildet er vor der Mündung eine hohe Barre, welche das Einlaufen der Schiffe in die Rhône unmöglich macht. Lange Jahre hat man versucht, durch Dämme, die immer weiter verlängert wurden, die Mündung offen zu halten, sich aber schliefslich von der Erfolglosigkeit dieser Bauten überzeugt, und daher durch die Anlage des Canals von La Tour St. Louis, der im Jahr 1871 eröffnet wurde, eine künstliche Schifffahrtsstrafse zwischen dem Meere und der unteren Rhône geschaffen.

Wie oben erwähnt wurde, ist in Folge der unterhalb Lyon ausgeführten Regulirungsarbeiten der Wasserspiegel in dem unteren Lauf der Saône erheblich gesunken. An der Mündung der Saône wird deshalb gegenwärtig eine Schleuse und ein Wehr erbaut, durch welches bei N. W. ein Aufstau von $2{,}_5$ m bewirkt wird. Bei den Anlagen ist Rücksicht darauf genommen, dafs in Folge der fortgesetzten Regulirungen eventuell noch eine weitere Senkung des niedrigsten Wasserspiegels um 1 m eintreten kann.

Aus den Zeichnungen auf Blatt 29 ist die Anordnung der Wehr- und Schleusenanlage ersichtlich. Neben der Schleuse liegt ein $103{,}_6$ m weites Wehr, welches bei höheren Wasserständen als Schiffsdurchlafs dient, und nach dem Chanoine'schen System durch Klappen geschlossen wird. Da diese Klappen, welche ganz aus Eisen bestehen, eine Höhe von $4{,}_{35}$ m und eine Breite von $1{,}_4$ m haben, und demnach sehr schwer sind, so durfte die gewöhnliche Anordnung, bei welcher die Fufsstützen vom Ufer aus mittelst einer mit Knaggen versehenen Stange seitwärts gezogen werden, ihren Halt verlieren, und der ganze Bock dann mit der Klappe auf den Boden niederschlägt, nicht angewandt werden, weil das Gewicht der eisernen Böcke und Klappen so bedeutend ist, dafs ein Bruch einzelner Theile bei dem starken Niederschlagen unvermeidlich sein würde.

Das Niederlegen wird deshalb nach dem Vorschlage des Ingenieur Pasqueau zu Lyon hier in der Art bewirkt, dafs das untere Ende der Klappe mittelst einer Kette und einer auf der Laufbrücke stehenden Winde angehoben, und dadurch die Klappe um ihre horizontale Achse gedreht wird, bis der obere Theil der Klappe sich beinahe auf die hintere Bockstütze auflegt.

Durch ein weiteres Anwinden wird dann die hintere Stütze des Bockes so weit vorgezogen, dafs dieselbe von der auf der Fufsplatte befindlichen Erhöhung herunterfällt. Bei dem Nachlassen der Kette gleitet nun der Fufs längs der schrägen Verticalebene entlang, und wird durch weiteres Nachlassen der Bock und die Klappe ohne jeden Schlag langsam auf den Wehrrücken niedergelegt. Die Böcke, welche die Laufbrücke tragen und die von Mitte zu Mitte 3 m von einander entfernt stehen, werden bei Hochwasser ebenfalls niedergelegt, so dafs die Schiffe dann hier ungehindert passiren können. Da bei den sehr grofsen Abmessungen der beweglichen Theile das Niederlegen und Aufrichten eine bedeutende Kraft erfordert, so soll eine Dampfwinde hierfür beschafft werden.

Fast unter einem rechten Winkel schliefst sich an dieses Wehr ein $100{,}_9$ m langes Nadelwehr, welches als Ueberfallwehr dient.

In Frankreich sind neben den beweglichen Wehren auf dem Ufer einige Reservestücke aufgestellt, welche die Construction und namentlich auch die Befestigung auf dem Wehrrücken deutlich ersehen lassen. Ist an den unter Wasser befindlichen Theilen irgend eine Reparatur auszuführen, so kann dem Arbeiter an dem auf dem Lande stehenden Modell gezeigt werden, um was es sich hierbei handelt, und können nach dem Modell auch die genauen Maafse für die etwa zu erneuernden Theile genommen werden. Die immerhin umständlich auszuführenden Reparaturen an den unter Wasser befindlichen Constructionstheilen werden hierdurch ohne Zweifel wesentlich erleichtert.

Die Rhône kann innerhalb Lyon wegen der an beiden Ufern befindlichen Quaianlagen nicht soweit eingeschränkt werden, um bei niedrigem Wasser die erforderliche Schifffahrtstiefe herzustellen. Bei der Brücke au midi, die etwa 2 km oberhalb der Saônemündung liegt, soll deshalb ebenfalls ein Wehr mit Schleuse erbaut werden.

Das von Jaquet aufgestellte Regulirungsproject hat vielfachen Widerspruch erfahren, indem behauptet wird, dafs es nicht möglich sei, ohne Wehre und Schleusen in der Rhône dauernd eine Minimal-Wassertiefe von $1{,}_6$ m herzustellen, und dafs, selbst wenn dies gelingen sollte, die Schifffahrt durch die verbleibende starke Strömung doch stets eine so schwierige sein würde, dafs eine erhebliche Ermäfsigung der Wasserfrachten, welche als Zweck der Regulirung zu betrachten ist, nicht eintreten könne. Die bedeutenden auf die Regulirung verwandten Kosten würden deshalb keinen Nutzen bringen, und verdiene eine Canalisirung der Rhône mittelst Schleusen und Wehre oder ein Seitencanal den Vorzug.

Was den ersten Einwand anbetrifft, so ist nicht zu leugnen, dafs die Regulirung der Rhône im Vergleich zu anderen, namentlich auch in Deutschland ausgeführten Stromregulirungen ganz ungewöhnliche Schwierigkeiten bietet, da dieser Strom, wie die auf Blatt A in gleichem Maafsstabe aufgetragenen Längenprofile der Rhône, des Rheins und der Elbe zeigen, ein weit gröfseres Gefälle hat, als die regulirten Strecken der Elbe und des Rheins. Selbst in der schwierigsten Strecke des Rheins zwischen Bingen und St. Goar ist das Gefälle erheblich geringer als das Durchschnittsgefälle zwischen Lyon und Arles, und sind die stärksten Gefälle der Elbe kaum halb so grofs wie dieses Durch-

Digitized by Google

schnittsgefälle der Rhône. Trotzdem scheint das Vertrauen, dafs es gelingen wird, durch die jetzt in Ausführung begriffene systematische Regulirung durchweg eine Minimaltiefe von $1,_{6}$ m herzustellen, wohl berechtigt, indem bereits in Folge der bisherigen Regulirungen auf längere Strecken von 6 bis 12 km Länge und bei sehr starken Durchschnittsgefällen die Tiefe von $1,_{6}$ m geschaffen ist und sich, nach Mittheilung der Ingenieure, auch ungeändert erhält.

Da mit den Ausführungen nach dem neuen Project im Wesentlichen erst im vorigen Jahre begonnen ist, so läfst sich die Wirkung und der Erfolg derselben noch nicht beurtheilen. Mit Rücksicht auf die unverkennbare Verbesserung, die das früher angewandte System bereits herbeigeführt hat, und bei der grofsen Ueberlegung, mit der die Specialprojecte unter sorgfältigster Beachtung der localen Verhältnisse und der Erfahrungen, die man während der Ausführung sammelt, aufgestellt werden, ist die Befürchtung, dafs das in Aussicht genommene Ziel nicht erreicht werden kann, wohl nicht begründet.

Bevor auf den zweiten Einwand eingegangen wird, mögen einige Notizen über die jetzt auf der Rhône bestehenden Transportverhältnisse mitgetheilt werden.

In Lyon besteht eine Compagnie générale pour la navigation sur le Rhône. Dieselbe besitzt zehn grofse Räderdampfschiffe, von denen zwei mit den oben beschriebenen grappins versehen sind, und zum Remorquiren anderer Fahrzeuge benutzt werden können, während die übrigen nur Transportdampfschiffe (porteurs) sind.

Bei dem geringen Tiefgang, welchen die Rhône bisher gestattete, mufste man den Schiffen, um auch bei niedrigem Wasserstande gröfsere Massen transportiren zu können, bedeutende Längenausdehnungen geben. Die Länge derselben beträgt daher 130 bis 140 m bei $6,_{5}$ bis 8 m Breite. Die Steuerruder sind 8 m lang, und befindet sich die verticale Drehachse $2,_{6}$ beziehungsweise $5,_{4}$ m von den Enden derselben. Die Schiffe sind zwischen Boden und Deck 3 m hoch. Jedes Schiff hat nur einen Dampfcylinder von $1,_{6}$ m Durchmesser und $2,_{5}$ m Hubhöhe. Die Dampfspannung in den Kesseln beträgt $3,_{5}$ Atmosphären, und indiciren die Maschinen 450 bis 700 Pferdekräfte. Leer geben die Schiffe

etwa . . . . $0,_{7}$ m tief,
bei 300 Tons Ladung . . . . $1,_{1}$ - -
- 450 - - . . . . $1,_{3}$ - -
- 750 - - . . . . $1,_{7}$ - -

In Folge eines Unfalls, der vor einiger Zeit eins dieser Schiffe betroffen hat, werden dieselben jetzt sämmtlich mit verticalen Bäumen versehen, die durch seitliche an den Aufsenborden angebrachte Führungsbügel gehalten werden. Versagt die Maschine bei der Bergfahrt ihren Dienst, so werden diese Bäume hinabgelassen, und bringen das Schiff, indem sie sich fest in den Grund setzen, sofort zum Stillstand, was bei der starken Strömung durch Auswerfen eines Ankers nicht schnell genug bewirkt werden könnte.

Derselben Gesellschaft gehören noch drei kleinere Remorqueure, welche den Verkehr zwischen Arles und la Tour St. Louis vermitteln. Die wenigen Personendampfschiffe, welche gleichfalls eine ungewöhnlich grofse Länge haben, sind im Besitz anderer Gesellschaften.

An Fracht wird bei der Bergfahrt pro Ton und km bezahlt $0,_{057}$ Frcs., bei der Thalfahrt $0,_{031}$ Frcs. Da nun die zu Berg transportirten Güter die Thalfrachten im Allgemeinen bedeutend übersteigen, so stellt sich der durchschnittliche Frachtsatz auf etwa $0,_{035}$ Frcs. Der durchschnittliche Eisenbahnfrachtsatz beträgt auf der Bahn von Lyon nach Marseille $0,_{057}$ Frcs. pro Ton und km. Diesen Durchschnittsatz, in dem auch die Transportkosten für Kaufmannswaaren und sperrige Güter berücksichtigt sind, darf man dem der Wasserfrachten nicht direct gegenüberstellen, sondern mufs zum Vergleich der Eisenbahntarifsatz genommen werden, der für den Transport von Kohlen, Eisensteinen, Werksteinen etc. bezahlt wird. Dieser beträgt nur $0,_{03}$ Frcs., so dafs in der That die Eisenbahn billiger transportirt als die Schifffahrtsgesellschaft.

Immerhin ist dieser Preis für die Rohmaterialien noch ein sehr hoher, da auf den französischen Canälen und canalisirten Flüssen der Frachtsatz erheblich geringer ist, und auf den von Paris aus nach dem Norden und Osten führenden Wasserstrafsen nur $0,_{015}$ bis $0,_{02}$ Frcs. beträgt. Kann durch Erleichterung der Schifffahrt der Frachtsatz auf der Rhône ebenfalls auf $0,_{02}$ Frcs. pro Ton und km herabgedrückt werden, so würde daraus für den Handel und die Industrie allerdings ein sehr erheblicher Vortheil erwachsen.

Von den Gegnern des Regulirungsprojectes wird bestritten, dafs durch die projectirte Verbesserung der Rhône eine wesentliche Ermäfsigung der Frachten für die Bergfahrt herbeigeführt werden könne, und dafs, wenn selbst überall eine Minimaltiefe von $1,_{6}$ m geschaffen sei, dieselbe doch durchgehende Transporte nicht gestatte, da die übrigen Wasserstrafsen in Frankreich jetzt durchweg eine Wassertiefe von 2 m erhalten.

Der erste Punkt ist in sofern von sehr grofser Bedeutung, als die Haupttransporte auf der Rhône immer zu Berg stattfinden werden. Wie die in dem Album de statistique graphique 1879, welches von dem Minister der öffentlichen Arbeiten in Paris veröffentlicht ist, enthaltene Darstellung über den Waarenverkehr in den Häfen und auf den Wasserstrafsen Frankreichs zeigt, hat im Jahre 1877 in dem Hafen von Marseille die Einfuhr rot. 2 Millionen Tons betragen, während die Ausfuhr nur die Höhe von 1 Million Tons erreichte. Da nun durch die Regulirung der Rhône eine nutzbringende Wasserstrafsenverbindung zwischen Marseille und dem Innern Frankreichs hergestellt werden soll, die ihren Schlufs allerdings erst in der Fortsetzung des Canals von Arles über le Bouc nach Marseille finden würde, so wird auf die Erleichterung der zu Berg gehenden Transporte auf der Rhône stets ganz besondere Rücksicht genommen werden müssen, und ist hierbei namentlich dahin zu wirken, dafs man mit geringerer Kraft und mit geringerem Kohlenverbrauch als bisher die Waaren gegen den Strom bewegen kann. Dies kann nur durch Einführung der Touage geschehen, und ist dieselbe nach erfolgter Regulirung der Rhône daher auch in Aussicht genommen. Um wieviel sich die Transportkosten hierdurch wirklich vermindern werden, läfst sich gegenwärtig noch nicht übersehen.

Der weitere Einwand, dafs die angenommene Minimaltiefe von $1,_{6}$ m der für die übrigen Schifffahrtsstrafsen der ersten Kategorie angebahnten Tiefe von 2 m nicht entspricht, ist weniger bedenklich, da die niedrigsten Wasserstände, bei denen eben die Tiefe von $1,_{6}$ m noch vorhanden sein soll, wie die beiden graphischen Darstellungen der Wasserstände

Digitized by Google

auf Blatt B zeigen, welche im Jahre 1872 an den Pegeln bei la Mulatière und bei Beaucaire beobachtet sind, nur äufserst selten eintreten. Nach einer von dem Ingenieur Pasqueau zu Lyon gefertigten Zusammenstellung für die 5 Jahre 1873 bis incl. 1877 ist der Wasserstand der Rhône, wenn man den allerniedrigsten Wasserstand, auf den sich die Regulirungsprojecte beziehen, mit ± 0 bezeichnet, im Durchschnitt jährlich nur an 17 Tagen niedriger als $+0,_4$ m gewesen, während 18 Tage zwischen $+0,_4$ und $+0,_6$, während 313 Tage zwischen $+0,_6$ und $+4$ m. Bei einem Wasserstande von mehr als 4 m, der im Durchschnitt jährlich an 17 Tagen beobachtet wurde, mufs die Schifffahrt mit Rücksicht auf die Höhenlage der Brücke unterbrochen werden. Die Zeit, während welcher die Schiffe nicht mit dem vollen Tiefgang fahren können, den ihnen die Canäle und canalisirten Flüsse der ersten Kategorie gestatten, ist demnach eine so kurze, dafs hieraus ein Nachtheil für die Schifffahrt kaum entsteht, und kann diese Unbequemlichkeit um so mehr aufser Acht gelassen werden, als auch auf den Canälen und canalisirten Flüssen in jedem Jahre für die nöthigen Revisionen und Reparaturen eine längere Schifffahrtssperre eintritt.

Bedenklicher erscheint der Umstand, dafs die Schiffe, die jetzt auf den französischen Canälen verkehren, namentlich die sogenannten Péniches flamandes, die bei $1,_8$ m Eintauchung 300 Tons tragen, so stumpf und kastenförmig gebaut sind, dafs sie sich für das Befahren von Strömen, in denen ein stärkeres Gefälle stattfindet, nicht eignen.

Die Ingenieure sind damit beschäftigt, eine Lösung für die Ueberwindung dieser Schwierigkeit zu finden. Eventuell würde in Lyon ein Umladen stattfinden müssen, oder es dürfen für die durchgehenden Transporte nur Schiffe verwandt werden, welche eine für die Stromschifffahrt passende Form haben. In beiden Fällen würde eine Erhöhung der Transportkosten unvermeidlich sein.

Bei den Vorberathungen in den Kammern über den Gesetzentwurf bezüglich der Rhôneregulirung ist die Anlage eines Seitencanals sowie die Canalisirung der Rhône gleichfalls in eingehende Erwägung gezogen. Wenn man bei einer Canalisirung noch ein Gefälle von $0,_2$ m pro Kilometer bestehen läfst, so würde dennoch der Bau von 33 Schleusen und Wehren mit 3 m Gefälle erforderlich sein, und würden die Kosten dieser Bauwerke sowie der aufserdem nothwendigen Regulirungsarbeiten und Eindeichungen nach dem Commissionsbericht, welcher in der Sitzung der Deputirtenkammer vom 28. Februar 1878 erstattet wurde, voraussichtlich 150 Millionen Frcs. betragen. Die Ausführung eines Seitencanals, der bei dem Gesammtgefälle von 157 m die Anlage von über 50 Schleusen nöthig macht, würde ebenfalls mit unendlichen Schwierigkeiten, und demzufolge mit ganz unverhältnifsmäfsigen Geldopfern verbunden sein, da, mag der Canal auf dem rechten oder auf dem linken Ufer erbaut werden, ausgedehnte Verlegungen des Rhônebettes erforderlich sind, und zahlreiche reifsende Gebirgsflüsse überschrittten werden müssen, welche die Anlage vieler, kostbarer Kunstbauten erfordern, so dafs ein Seitencanal nach dem genannten Commissionsbericht voraussichtlich einen Kostenaufwand von 180 Millionen Frcs. verursachen würde. Da nun nach diesem Bericht sich auch sämmtliche betheiligte Handelskammern, Generalräthe, Gemeinderäthe und Schifffahrtsgesellschaften einstimmig für das von Jacquet aufgestellte Regulirungsproject ausgesprochen, und die möchlichst baldige Ausführung desselben beantragt haben, so ist von einer weiteren Verfolgung der Canalisirungs- und Canalprojecte Abstand genommen, und sind, wie bereits angeführt wurde, durch Gesetz vom 13. Mai 1878 für die projectirte Regulirung 45 Millionen Frcs. bewilligt, und seit dem vorigen Jahr diese Arbeiten in voller Ausführung begriffen.

2. Die Loire.

Die Loire, der bei weitem gröfste Flufs Frankreichs, ist für die Schifffahrt nur in dem untersten Theil seines Laufes von Bedeutung. Wie Röder in der Zeitschrift für Bauwesen 1867 „Die Loire und ihre Wasserverhältnisse“ angiebt, ist es nicht sowohl das zu starke Gefälle, welches die Regulirung und Schiffbarmachung der Loire verhindert, da dasselbe von Digoin bis Orléans weniger als 50 cm pro Kilometer, unterhalb Orléans nur 33 cm und weiter abwärts noch weniger beträgt, sondern vielmehr die Undurchlässigkeit des Bodens in dem Quellgebiet der Loire, welche veranlafst, dafs sich das Wasser bei starken Regengüssen in kürzester Zeit in dem Strom sammelt und abfliefst, wodurch plötzliche und starke Anschwellungen hervorgerufen werden, nach deren Verlauf die Wassermenge sich so vermindert, dafs sie auch ein beschränktes Profil in einer für die Schifffahrt nutzbaren Weise nicht auszufüllen vermag.

Röder macht folgende Angaben über die kleinsten und gröfsten Wassermengen:

	kleinste Wassermenge.	gröfste Wassermenge.	Verhältnifs.
	cbm	cbm	
bei Nevers	13	4300	1 : 331
bei Blois	45	9700	1 : 216
oberhalb Tours	70	10500	1 : 150
unterhalb Tours	85	12000 (?)	1 : 141

Das Verhältnifs zwischen den bei den höchsten und den niedrigsten Wasserständen abgeführten Wassermengen ist, wie vorstehende Tabelle zeigt, ein äufserst ungünstiges und läfst die unüberwindliche Schwierigkeit erkennen, die sich der Regulirung eines solchen Flusses entgegen stellen. Zum Vergleich mag erwähnt werden, dafs nach der Denkschrift vom October 1879 dieses Verhältnifs beträgt:

in der Weichsel bei Kurzebrack . . . . 1 : 25
„ „ Oder unterhalb Breslau . . . . . 1 : 84
„ „ „ „ Küstrin . . . . . 1 : 27
„ dem Rhein bei Basel . . . . . . 1 : 14
„ „ „ „ Emmerich . . . . . . 1 : $6,_6$.

Um die Schiffbarkeit der Loire zu erhöhen, hat man früher in grofsem Umfange Einschränkungen durch Parallelwerke zur Ausführung gebracht; der Erfolg ist aber so wenig zufriedenstellend gewesen, dafs man diesen Weg verlassen und die Schifffahrt ausschliefslich auf die Canäle verwiesen hat. Nur ausnahmsweise wird die Loire bei den höheren Frühjahrs- und Herbstwasserständen zu Thaltransporten benutzt. Namentlich geschieht dies seitens der Schiffbauanstalten in St. Rambert unfern St. Etienne, welche die neuerbauten Schiffe, wenn der Wasserstand es gestattet, leer auf der Loire bis Roanne herunter schwimmen lassen und dann auf das Canalnetz überführen.

Von Anlagen, welche in der Loire jetzt noch für die Schifffahrt von Wichtigkeit sind, ist zu nennen das Nadel-

Digitized by Google

wehr bei Roanne, durch welches das Wasser aufgestaut wird, um zur Speisung des von hier nach Digoin führenden Seitencanals benutzt werden zu können. Bei Digoin gehen die Schiffe auf einem Brückencanal über die Loire aus dem Seitencanal nach dem Canal du Centre. Bei Decize müssen sie, um aus dem Seitencanal in den Canal du Nivernais zu gelangen, auf 1 km Länge die Loire benutzen, die zu diesem Zweck durch ein unterhalb des Ueberganges hergestelltes Nadelwehr aufgestaut wird. Durch einen kleinen Kettendampfer werden die Schiffe von der Mündung des einen Canals zu der des anderen gezogen.

Schwieriger ist der Uebergang über die Loire bei Chatillon, wo der Seitencanal endigt und die Schiffe nach dem Canal de Briare übergeführt werden müssen. Um hier die nöthige Wassertiefe zu schaffen, ist die Loire durch Parallelwerke stark eingeschränkt. Für die niedrigsten Wasserstände genügt dies aber nicht, und treten deshalb häufig Stockungen des Verkehrs ein; auch finden nach gröfseren Anschwellungen Verflachungen statt, welche die Schifffahrt ebenfalls unterbrechen.

Zur Abhilfe dieser Uebelstände beabsichtigt man, die beiden Canäle durch einen Brückencanal zu verbinden. Das Project dazu wird gegenwärtig bearbeitet.

Der Canal de Briare ist durch den Canal du Loing mit der Seine verbunden. Bei Buges, wo beide Canäle zusammentreffen, zweigt sich der Canal nach Orléans ab, der 6 km oberhalb Orléans bei Combleux in die Loire mündet. Ebenso wie bei Chatillon ist auch bei und oberhalb Orléans bis zu der Mündung des Canals der Strom durch Parallelwerke eingeengt, und wird hierdurch nothdürftig eine Wassertiefe von $0,_{4}$ bis $0,_{5}$ m erhalten.

Bei Orléans nehmen die Wasserstrafsen, die eine regelmäfsige Schifffahrt gestatten, ein Ende. Durch das Gesetz vom 5. August 1879 über die Classificirung und Verbesserung der Wasserstrafsen ist indessen die Ausführung eines Seitencanals von Orléans bis Nantes angeordnet, der nach dem Commissionsbericht (Journal officiel vom 21. Juli 1879) etwa 100 Millionen Frcs. kosten wird.

Wie Amédée Burat in seinem Werk „Voyages sur les côtes de France" mittheilt, hat Nantes bis vor etwa 10 Jahren noch Kohlen aus den Gruben bei St. Etienne und Blanzy zu Wasser bezogen. Die Schiffe, 30 m lang, 5 m breit und mit einem Tiefgange von $1,_{4}$ m, deren volle Ladung 120 bis 140 Tons betrug, brauchten in guter Jahreszeit für eine Fahrt 6 bis 8 Wochen, konnten aber in der Loire selbst gewöhnlich nur mit halber Ladung fahren. Die Dampfschiffe, welche die Kohlen jetzt von England bringen, laden bei einem Tiefgang von etwa $5\frac{1}{2}$ m 1700 Tons und legen eine Reise von Südwales oder Schottland in $2\frac{1}{2}$ bis 3 beziehungsweise 4 bis 5 Tagen zurück. Einer solchen Concurrenz gegenüber konnte die Binnenschifffahrt nicht bestehen, und haben die Kohlentransporte auf der Loire daher vollständig aufgehört.

Bei la Pointe mündet die Maine in die Loire. Dieselbe wird bei Angers, 8 km oberhalb ihrer Mündung durch den Zusammenflufs der Mayenne und Sarthe gebildet. Erstere ist auf 126 km bis Brives, und letztere auf 132 km bis Le Mans canalisirt.*) Aufserdem fliefst etwa 10 km oberhalb Angers der Loir in die Sarthe, der durch Mühlenwehre und daneben liegende Schiffsdurchlässe auf 113 km Länge gleichfalls soweit canalisirt ist, dafs hier Schiffe von 4 m Breite mit einem Tiefgang von 75 cm verkehren können.

Da nun bereits von Saumur ab, 50 km oberhalb la Pointe, die geringste Wassertiefe in der Loire etwa 75 cm beträgt, so hat sich hier ein entsprechend gröfserer Schiffsverkehr entwickelt, der nach den statistischen Nachrichten des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten im Jahre 1877 zwischen Nantes und Angers die Höhe von 147100 Tons erreichte.

Von wesentlich gröfserer Bedeutung wird die Loire von Nantes ab, bis wohin sich die Seeschifffahrt erstreckt. Wie die Küstenkarte auf Bl. 30 zeigt, hat die Loire unterhalb Nantes eine Breite von etwa 1 km, und erweitert sich abwärts, bis sie bei der Rhede von Mindin nahezu 4 km breit wird. Bei St. Nazaire zieht sie sich wieder auf 2 km zusammen, und tritt dann mit grofser trichterförmiger Erweiterung in den Atlantischen Ocean. Unterhalb Nantes liegen in dem Strombette zahllose Inseln und Untiefen, zwischen denen sich die Schifffahrtsrinne hindurchwindet.

Bis zu der Theresieninsel, wo die Verbreiterung nur eine mäfsige ist, ist der Wasserstand noch wesentlich von dem Oberwasser abhängig, während unterhalb derselben die Fluth und Ebbe des Meeres ihren überwiegenden Einflufs geltend macht.

Die nachstehende Tabelle giebt eine Uebersicht der Fluthverhältnisse, wie sie in der unteren Loire stattfinden. Die Höhen sind auf den Nullpunkt des Pegels bei St. Nazaire bezogen.

	Nantes	le Pellérin	le Migron	Paimboeuf	St. Nazaire
Hochwasser, Aequinoctialspringfluth	5,85	6,35	6,40	6,40	6,05
„ gewöhnliche Springfluth	5,40	5,75	5,80	5,75	5,60
„ taube Fluth	4,60	4,45	4,45	4,40	4,10
Niedrigwasser, taube Fluth	3,70	3,20	2,15	1,80	1,80
„ Springfluth	3,50	3,00	2,05	1,35	0,80

Durch Anschwellungen der oberen Loire werden die Wasserstände bei Nantes wesentlich beeinflufst. Im Jahre 1843 erreichte der Wasserstand daselbst die Höhe von $9,_{67}$ m.

In Folge der bei Nantes stattfindenden grofsen Verbreiterung der Loire, die sich hier in viele Arme theilt, und durch Brücken mit verhältnifsmäfsig schmalen Durchflufsöffnungen überbaut ist, nimmt der Fluthwechsel oberhalb Nantes bedeutend ab, und soll bei Mauves, 12 km stromaufwärts, vollständig aufhören.

Die vielen Inseln, und die von oben herabkommenden Sinkstoffe, welche sich zwischen Nantes und Paimboeuf in die Fahrrinne ablagerten, erschwerten die Schifffahrt ungemein, und wurden daher bereits in der Mitte des vorigen Jahrhunderts zur Verbesserung des Fahrwassers ausgedehnte Regulirungsbauten ausgeführt. Nach einem in den Annales des ponts et chaussées 1878 enthaltenen Aufsatz von Cartier

*) A. Larue: Manuel des voies navigables de la France. Creuzot 1877.

Digitized by Google

„Etude historique sur les travaux de la Loire maritime“, dem auch die Zahlen der vorstehenden Tabelle entnommen sind, fanden sich im Jahre 1746 unterhalb Nantes verschiedene Stellen, auf denen die Wassertiefe bei dem kleinsten Wasser nur $0,_{33}$ bis $0,_{81}$ m betrug. Vom Jahre 1755 bis 1768 wurden hier unter Leitung des Marineingenieur Magin verschiedene Correctionswerke erbaut, die in Uferbefestigungen, Parallelwerken, Buhnen und Coupirungen bestanden, und die auf die Vermehrung der Wassertiefe äufserst günstig wirkten. Bald stellte sich indessen heraus, dafs wirkliche Abhilfe hierdurch nicht geschaffen, sondern die Untiefen nur verschoben waren, indem sich unterhalb der ausgeführten Werke, wo eine plötzliche Verbreiterung eintrat, die Sandmassen ablagerten, und hier neue Untiefen bildeten.

Perronet, der im Jahre 1770 zur Abgabe eines Gutachtens aufgefordert wurde, sprach sich im Allgemeinen zwar günstig über die bis dahin ausgeführten Arbeiten aus, meinte aber, dafs man sich begnügen müsse, bei dem Hochwasser der tauben Fluthen eine Wassertiefe von $2,_{6}$ bis $2,_{9}$ m zu erhalten, und müfsten dann die tiefer gehenden Schiffe bei Paimboeuf liebten, wo zum Schutz derselben eine Mole zu erbauen sei.

In Nantes war man mit dieser Ansicht durchaus nicht einverstanden, man verlangte eine gröfsere Tiefe, und wurde deshalb der Vorschlag gemacht, Nantes mit dem Ocean in der kürzesten Linie durch einen Canal zu verbinden, der bei Pornic, etwa 20 km südlich von St. Nazaire, münden sollte.

Sganzin und Prony, die im Anfange dieses Jahrhunderts mit der Untersuchung der Wasserverhältnisse in der unteren Loire betraut wurden, wiesen dieses Canalproject mit Rücksicht auf die vor Pornic liegenden flachen Gründe auf das Bestimmteste zurück. Da nach ihrer Ansicht eine wesentliche Verbesserung der Loire zwischen Nantes und Paimboeuf durch Regulirungswerke nicht zu erreichen ist, so empfehlen sie die Anlage eines Hafens bei St. Nazaire, der von anderen Seiten bereits früher in Vorschlag gebracht war.

Dem entgegen wurde doch wieder zum Bau von Parallelwerken geschritten, denen man jetzt indessen eine geringere Höhe gab. Während die Krone der alten Parallelwerke $1,_{87}$ m über dem niedrigsten Wasserstande lag, erhielten die neuen nur eine Höhe von $0,_{6}$ m.

Bis zum Jahre 1864 sind diese Bauten nun fortgesetzt, und ist die Loire von Nantes bis zur Theresieninsel auf etwa 18 km Länge in beiden Seiten mit Parallelwerken, welche indessen durch vielfache Oeffnungen unterbrochen sind, eingefafst. Die vorhandenen Werke sind nach einer im vorigen Jahre von dem Ministerium des Innern herausgegebenen Karte mit starken Linien in den betreffenden Theil der Küstenkarte auf Bl. 30 eingetragen, welcher der Deutlichkeit wegen in einem gröfseren Maafsstabe dargestellt ist, als derjenige Theil der Loire, welcher unterhalb sich bis zur Mündung erstreckt.

Die Strombreite zwischen den Werken beträgt von Nantes bis Couëron 200 m, abwärts von hier verbreitert sich das Profil.

Wie zu erwarten war, ist in der ausgebauten Strecke, wo der Einflufs des Oberwassers überwiegt, durch die Einschränkung eine gröfsere Wassertiefe geschaffen, welche bei Hochwasser durchweg fast 4 m beträgt. Unterhalb der Theresieninsel haben sich die Verhältnisse aber wesentlich verschlechtert, indem hier andauernd bedeutende Sandablagerungen und Veränderungen in den Inseln stattfinden. Wie Carlier in dem oben genannten Aufsatz mittheilt, ist im Jahre 1866 durch den Ingenieurhydrographen Bouquet de la Grye aus dem Vergleich der alten und neuen Karten ermittelt, dafs sich seit dem Jahre 1821 in der 10 km langen Strecke von le Migron bis Paimboeuf die Oberfläche des in der Höhe des niedrigen Wassers liegenden Wasserspiegels um 132 ha und die Masse des bei jeder Tide eintretenden Fluthwassers um mehr als 4 Millionen cbm vermindert habe.

Von ihm wird empfohlen, alle Hindernisse, die sich dem Eintreten und Aufsteigen der Fluth entgegenstellen, zu beseitigen, namentlich den im Anfang der vierziger Jahre zwischen den Inseln la Maréchale und Carnay ausgeführten Coupirungsdamm, dem ein ganz besonders nachtheiliger Einflufs zugeschrieben wird.

Unterhalb Paimboeuf haben zwar auch Sandablagerungen stattgefunden, doch sind dieselben nicht so bedeutend, dafs sie gegenwärtig zu Befürchtungen Veranlassung geben. Die bei und oberhalb Paimboeuf eingetretenen Aenderungen mahnen aber zur Vorsicht, und ist deshalb auch das früher in Aussicht genommene und von Dalmann (Ueber Strom-Correctionen im Fluthgebiet) mitgetheilte Project, nach dem die Parallelwerke bis zur Insel Pipy herabgeführt werden sollten, nicht zur Ausführung gekommen.

Wenn sich zwischen den Parallelwerken auch ohne Zweifel eine gröfsere Tiefe ausbilden würde, so besorgt man doch, dafs hierdurch das wirksame Fluthgebiet weiter verkleinert werden möchte, und dafs in Folge hiervon die Tiefe in der eigentlichen Mündung und auf der Barre le Charpentier, die sich, soweit man es verfolgen kann, ungeändert erhalten hat, abnehmen könne. Ganz bestimmt übersehen und in Zahlen angeben läfst sich die Wirkung nicht, welche die Fortführung der Parallelwerke auf die Einfahrtstiefe haben würde. Niemand mag aber die Verantwortung auf sich nehmen, durch eine tief einschneidende Veränderung in den bestehenden Verhältnissen den jetzt vorhandenen Gleichgewichtszustand zu stören, und dadurch möglicherweise den Hafen von St. Nazaire zu gefährden.

Da nun das Fahrwasser zwischen der Theresieninsel und Paimboeuf sehr unbequem ist, und sich immer mehr und mehr verschlechtert, so dafs die Fahrrinne schon jetzt hier nur durch ausgedehnte Baggerungen offen gehalten werden kann, so soll zwischen Paimboeuf und le Pellérin ein Seitencanal erbaut werden, der an beiden Enden Kammerschleusen mit doppelten Thoren erhält, und in dem eine Wassertiefe von 5 m gehalten wird. Von Nantes bis zur oberen Mündung dieses Canals soll dann durch Baggerung eine solche Tiefe hergestellt und unterhalten werden, dafs dieselbe bei ordinairem Hochwasser 4 m beträgt. Die tiefer gehenden Schiffe müssen entweder lichten oder in den Hafen von St. Nazaire einlaufen.

Auf der Barre le Charpentier, welche vor der Loiremündung liegt, ist bei dem allerniedrigsten Wasserstande eine Wassertiefe von $3,_{9}$ m. Bei Hochwasser der tauben Fluthen beträgt die Wassertiefe mindestens $7,_{7}$ m, bei den gewöhnlichen Springfluthen $9,_{2}$ m. Innerhalb der Barre ist die Tiefe weit bedeutender, sie beträgt auf der Rhede von St. Nazaire bei dem niedrigsten Wasserstand 8 bis 15 m.

Auf Grund des Gesetzes vom 19. Juli 1845 ist bei St. Nazaire ein Flotthafen von 10 ha Gröfse erbaut, der im

Digitized by Google

Jahre 1856 eröffnet wurde. Die sehr günstige Lage dieses Hafens und die ungünstigen Verhältnisse der unteren Loire brachten diesen Platz zu schnellem Aufblühen, so dafs das eine Bassin für den Verkehr bald nicht mehr genügte. Durch Gesetz vom 5. August 1861 wurden deshalb für die Herstellung eines zweiten Bassins von $23,_5$ ha Gröfse, des Bassins von Penhoët, weitere $18,_5$ Millionen Frcs. zur Disposition gestellt. Dieses zweite Bassin ist jetzt so weit gediehen, dafs es im Herbst dieses Jahres dem Verkehr übergeben werden kann.

Auf Bl. 30 ist die Hafenanlage dargestellt. Das zweite Bassin ist mit dem ersten durch eine Kammerschleuse verbunden, die auf beiden Seiten mit doppelten Thoren versehen ist, um in jedem Bassin den Wasserspiegel unabhängig von dem andern halten zu können. Da es in dem alten Bassin an Vorrichtungen zur Reparatur der Schiffe vollständig fehlt, so wird die Schleusenkammer bis zur Eröffnung des neuen Hafens als Trockendock benutzt. Mit Ausnahme der beiden Strecken $A-B$ und $C-D$, in denen eine gepflasterte Dossirung mit hölzernen auf eingerammten Pfählen ruhenden Ladebrücken hergestellt ist, ist das Bassin von Penhoët ringsum mit Quaimauern umgeben.

Die Ausführung bot insofern grofse Schwierigkeit, als das Bassin in diagonaler Richtung von einem mit Schlick ausgefüllten Felsthal durchsetzt wurde, dessen Sohle, in der Richtung $M-N$, 18 bis 30 m unter der Sohle des Bassins liegt. Nach beiden Seiten steigt der aus Granit und Gneifs bestehende Fels an, und tritt in dem nördlichen Theil des Bassins über die Sohle desselben hervor.

Soweit der Fels bis 4 m unter der Bassinsohle, also an —8 m am Pegel lag, ist derselbe in horizontalen Absätzen abgeglichen, und die Mauer direct darauf fundirt. Bei gröfserer Tiefe ist eine Fundirung auf Brunnen von rechteckigem Querschnitt angewandt, die durch gewölbte Bögen mit einander verbunden sind, auf welche dann die Quaimauer gestellt ist. Die Brunnen, welche im Lichten 5 m von einander entfernt stehen, haben im Allgemeinen in der Längsrichtung der Futtermauer eine äufsere Breite von 5 m und im Innern eine lichte Weite von 2 m; normal gegen die Mauerflucht beträgt die äufsere Breite 11 m und die innere lichte Weite 5 m, und ist demnach die Wandstärke in den langen Seiten $1,_5$ m und in den schmalen Seiten 3 m.

In den Alluvialboden sanken diese Brunnen sehr regelmäfsig hinab, sobald aber eine Ecke oder Kante sich auf den schräg liegenden Felsboden setzte, mufsten die gegenüberliegenden Seiten durch Pfähle, die im Innern des Brunnens eingerammt, und dann mittelst hydraulischer Pressen seitwärts unter das Mauerwerk gedrückt wurden, unterstützt werden, bis der Fels, der das weitere Herabsinken des Brunnens verhinderte, auf $1,_5$ m Tiefe abgearbeitet war. Auch hier wurde der Brunnen mit der fortschreitenden Beseitigung des Felsens durch eingebrachte Stempel unterfangen. Es wurden dann die Unterstützungshölzer bis zur Mitte angebohrt, in die Bohrlöcher Dynamitpatronen von 50 gr Gewicht gesetzt und dieselben zu gleicher Zeit angezündet; hierdurch wurden die Hölzer zertrümmert und der Brunnen sank so weit hinab, bis er sich wieder auf den Fels aufsetzte. Diese Arbeit wiederholte man so oft, bis die horizontale Felsfläche eine genügende Gröfse hatte, um ein Kippen des darauf stehenden Brunnens zu verhindern. Sodann wurde der noch unter dem Brunnen befindliche Thonboden fortgeräumt, der schräge Felsboden treppenartig abgearbeitet und der Raum zwischen diesen treppenartigen Absätzen und dem Brunnen mit Mauerwerk ausgefüllt. Die Wasserwältigung verursachte bei der grofsen Undurchlässigkeit des Bodens keine wesentlichen Schwierigkeiten.

In den von dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten bei Gelegenheit der internationalen Industrie-Ausstellungen zu Paris 1878 und zu Melbourne 1880 herausgegebenen Notizen über die daselbst ausgestellten Modelle etc. ist diese Fundirungsmethode speciell beschrieben.

Neben der nordöstlichen Ecke des neuen Bassins sind drei Trockendocks, und zur Speisung des Bassins bei E eine besondere Schleuse angelegt. Das alte Bassin, in dem der Wasserspiegel etwas höher als das Hochwasser der tauben Fluthen gehalten wird, erhält das Speisewasser durch die Schiffsschleusen. Das durch dieselben in das Bassin geführte Wasser enthält so viele Sinkstoffe, dafs der Niederschlag im Jahre eine Höhe von etwa $1,_5$ m erreicht und daher aus dem Bassin allein jährlich über 150000 cbm Schlick ausgebaggert werden müssen. Die Beseitigung dieser Massen geschieht durch die in St. Nazaire zuerst zur Anwendung gebrachten Pumpenbagger; soweit der Schlick bereits eine gröfsere Consistenz gewonnen hat, wird er durch Eimerbagger gehoben.

In dem neuen Bassin wünscht man eine so starke Verschlickung zu verhindern, und beabsichtigt deshalb, monatlich nur zwei oder drei mal bei ganz ruhigem Wetter, wenn die oberen Schichten des Aufsenwassers möglichst klar und frei von Sinkstoffen sind, durch die Schleuse bei E Speisewasser in das Bassin eintreten zu lassen.

Sollte der Verkehr eine weitere Vergröfserung der Hafenanlage erfordern, so ist dieselbe nach Norden zu in der Weise in Aussicht genommen, wie es auf dem Plan durch die punktirten Linien angedeutet ist. Mit Rücksicht hierauf ist bei F der Anfang eines Verbindungscanals regelmäfsig angelegt und nur durch stumpf eingesetztes Mauerwerk geschlossen, so dafs die Anlage eines Fangedammes bei einer eventuellen Erweiterung erspart werden kann.

St. Nazaire hat Nantes in Bezug auf den Verkehr bereits überflügelt. Im Jahre 1877 betrug derselbe nach den officiellen Nachrichten 531000 Tons, während der directe Seeverkehr in Nantes nur die Höhe von rot: 420000 Tons erreichte. Der Hafenort selbst ist in der Zeit von etwas über 20 Jahren aus einem kleinen Fischerdorfe zu einer Stadt von 20000 Einwohnern herangewachsen.

Das starke Gefälle der Loire und die Undurchlässigkeit des Bodens in den oberen Theilen des Loiregebietes, welche die Schiffbarmachung des Stromes verhindern, geben auch die Veranlassung zu den unheilvollen Ueberschwemmungen, von denen das Loirethal von Zeit zu Zeit heimgesucht wird. Ueber den Verlauf der bedeutenderen Loireanschwellungen, die Verwüstungen, welche durch dieselben herbeigeführt sind, sowie über die Hindernisse, die sich dem Ablauf des Hochwassers entgegenstellen, und die Unzulänglichkeit der Schutzmittel macht Röder in seinem Aufsatz „Die Loire und ihre Wasserverhältnisse" ausführliche Mittheilungen. Die Frage, welche Mittel man zum Schutz gegen die Hochwassergefahren anzuwenden habe, ist in den Verhandlungen der Commission supérieure pour l'aménagement et l'utilisation des eaux, welche unter dem Versitz des Ministers de Freycinet im

Digitized by Google

Winter 1878/79 in Paris tagte, sehr eingehend erörtert, und sind von derselben die Gesetzentwürfe bezüglich der Ausführung der betreffenden Arbeiten vorbereitet. Dieselben beziehen sich einerseits auf die Bewaldung und die Berasung der Quellgebiete, und dann auf die Anlage von Reservoiren, Deichen und Ueberfällen.

In Bezug auf den ersten Punkt sind bereits unter dem 28. Juli 1860 und 8. Juni 1864 Gesetze erlassen, durch die aber, wie es scheint, der gewünschte Erfolg nicht erreicht ist. Von der Commission sind deshalb weitere Bestimmungen in Vorschlag gebracht, welche im Wesentlichen darauf hinausgehen, dafs durch Beschlufs des Staatsrathes die Flächen, welche im öffentlichen Interesse durch Bepflanzung und Ansamung festzulegen sind, sowie die Zeit, in der die erforderlichen Arbeiten ausgeführt, und die Entschädigungen, die eventuell bezahlt werden müssen, bestimmt werden.

Falls die Gemeinden oder die Privatleute, denen diese Grundstücke gehören, nicht die Verpflichtung übernehmen, in einem bestimmten Zeitraum unter Oberaufsicht der staatlichen Forstverwaltung die Aufforstung selbst zu bewirken, so soll der Staat berechtigt sein, die bezeichneten Flächen nach gütlicher Uebereinkunft oder durch zwangsweise Enteignung zu erwerben, und die nöthigen Arbeiten auf Staatskosten zur Ausführung zu bringen. Auch aufserhalb der zur Anschonung bestimmten Flächen können in den Quellgebieten der Ströme zur Festlegung der Grundstücke den Gemeinden und Privaten Unterstützungen aus Staatsmitteln gewährt werden.

Die sämmtlichen innerhalb der festgesetzten Schongebiete liegenden Grundstücke, wie auch die Flächen, zu deren Befestigung der Staat eine Beihilfe gegeben hat, sind der Oberaufsicht und Controle der Staatsforstverwaltung unterstellt.

Das Behüten dieser Flächen ist, so lange die Culturen hierdurch geschädigt werden können, bei strenger Strafe untersagt.

Ueber die eigentlichen Schutzbauten gegen die Ueberschwemmungen sind durch das Gesetz vom 28. Mai 1858, betreffend den Schutz der Städte, Vorschriften erlassen, und sollen nach dem Bericht der Commission, soweit die erforderlichen Arbeiten, namentlich partielle Deicherhöhungen auf Grund dieses Gesetzes zur Ausführung gekommen sind, die Städte und gröfseren bewohnten Orte den Ueberschwemmungsgefahren gegenwärtig entzogen sein. Zum weiteren Schutz der eingedeichten Niederungen ist bis jetzt aber wenig geschehen, und ist mit Sicherheit zu erwarten, dafs bei ungewöhnlichem Hochwasser wieder zahlreiche Deichbrüche eintreten werden.

Die Loiredeiche haben von Roanne abwärts gegenwärtig im Allgemeinen eine Höhe von 7 m über dem niedrigsten Wasserstande. Nach den angestellten Berechnungen würden die gröfsten Hochwasser der Loire, wenn sie im Flufsbette innerhalb der jetzigen Deichlinien zusammen gehalten worden wären, und kein Deichbruch stattgefunden hätte, im Allgemeinen eine Höhe von $9_{,8}$ m über dem niedrigsten Wasserstand erreicht haben. Um diese Hochfluthen zu kehren, würden die Deiche demnach eine Höhe von mindestens 10 m über N. W. erhalten müssen.

Abgesehen von der Unsicherheit dieser Berechnungen würde eine derartige Erhöhung ganz aufserordentliche Kosten verursachen, und den Verkehr in den Niederungen in sehr hohem Maafse erschweren. Ein Deichbruch würde dann auch ganz unberechenbare Folgen haben. Eine weitere allgemeine Erhöhung der Deiche ist deshalb nicht in Aussicht genommen.

Ebenso ist es als unausführbar erkannt, durch Anlage von Reservoiren, auf die Louis Napoléon in seinem bekannten Briefe d. d. Plombières den 19. Juli 1856 hingewiesen hatte, das Wasser in den Gebirgen zurückzuhalten, und dadurch die gefährlichen Anschwellungen der Ströme zu mäfsigen. Man hat deshalb auch diese Idee aufgegeben, und wo in den hoch gelegenen Gebirgstheilen in neuerer Zeit Wasserreservoire ausgeführt sind, haben dieselben nur den Zweck, das zur Speisung von Canälen, zur Versorgung von Städten und für den Betrieb von Mühlen erforderliche Wasser zu sammeln, und in regenarmen Zeiten abzugeben.

Das einzige Mittel, welches hiernach übrig bleibt, um die Ueberschwemmungen weniger schädlich zu machen, besteht darin, dafs die hohen Deiche erniedrigt, oder an einzelnen Stellen niedrigere befestigte Ueberfälle angelegt werden, über welche das Wasser, wenn es eine bestimmte Höhe erreicht, in die Niederung hineinfliefst, ohne Deichbrüche, Auskolkungen und Versandungen zu veranlassen.

Nach dem verheerenden Hochwasser im Jahre 1866 wurde eine Commission von Inspecteurs généraux des ponts et chaussées eingesetzt, die untersuchen sollte, in welcher Weise das Wasser bei aufsergewöhnlichen Fluthen, ohne grofse Zerstörungen zu verursachen, in die eingedeichten Niederungen eingelassen werden könne. In dem unter dem 29. April 1867 erstatteten Bericht empfahl diese Commission, für die Loire Ueberfälle in den Deichen herzustellen, deren Höhe so bemessen ist, dafs sie die gewöhnlichen höchsten Wasserstände von den Niederungen abhalten, dagegen in Wirksamkeit treten, sobald das Wasser den seit langer Zeit bei Blois bestehenden Ueberfall, dessen Krone etwa 5 m über dem niedrigsten Wasserstande liegt, überströmt. Diesen Ueberfällen ist nach Maafsgabe der Gröfse der eingedeichten Fläche eine solche Länge zu geben, dafs die Niederungen, während des Anwachsens der Fluth, und bis dieselbe ihre gröfste Höhe erreicht hat, eine so grofse Menge Wasser aufnehmen, dafs hierdurch eine gleiche Entlastung der Loire in dem eigentlichen Stromlaufe herbeigeführt wird, wie in Folge der Deichbrüche bei den aufsergewöhnlich hohen Anschwellungen der Jahre 1856 und 1866.

Von dem Ingénieur en chef Jollois zu St. Etienne sind hiernach Formeln berechnet, nach denen die erforderliche Länge der Ueberfälle bestimmt werden kann. Dieselben sind mit den Entwickelungen in den Annales des ponts et chaussées 1869 II. Semester veröffentlicht.

Wenn die höchsten Anschwellungen erfahrungsmäfsig auch immer nur sehr kurze Zeit andauern, so stimmen sie doch nicht vollständig mit einander überein, und können die Rechnungen deshalb nur annähernd richtige Resultate ergeben. Ein Bild über den Verlauf eines Hochwassers gewährt die auf Bl. B enthaltene graphische Darstellung der im Jahre 1872 an verschiedenen Pegeln der Loire und ihrer Nebenflüsse beobachteten Wasserstände. Im Monat October und, unterhalb der Einmündung der Vienne, auch im Monat December überstieg der Wasserstand die Höhe von 5 m. Ein Wasserstand von 5 m über N. W. ist bereits ein ungewöhnlich hoher, wie er im Durchschnitt in etwa zehn Jahren nur einmal eintritt. Wenn nach den Vorschlägen der Commission,

Digitized by Google

welche jetzt als Norm dienen, die Ueberfälle je nach der Thalformation in der Höhe von rot: 5 m über N. W. angelegt werden sollen, so ist demnach nicht in Aussicht genommen, jedes höhere Frühjahrs- oder Herbsthochwasser in die Niederungen eintreten zu lassen, sondern sollen die empfohlenen Ueberfälle gewissermafsen nur als Sicherheitsventile wirken, die in Thätigkeit treten, wenn die Loire so stark anschwillt, dafs ohne den Ueberfall ein Bruch der jetzt bestehenden Deiche zweifellos erfolgen würde.

Die meisten eingedeichten Polder an der Loire sind nach unten zu offen, einzelne derselben sind indessen auch an ihrem unteren Ende durch Deiche geschlossen. Bei den letzteren müssen bei Durchführung der von der Commission gemachten Vorschläge unten ebenfalls gesenkte Ueberläufe angelegt werden, für deren Abmessungen Jollois gleichfalls Regeln angiebt.

Die aufserordentlich zahlreichen Deichbrüche der Jahre 1856 und 1866 hatten die Niederungsbewohner mit solcher Angst und Besorgnifs erfüllt, dafs wenigstens einige Verbände sich bereit erklärten, die empfohlenen Ueberfälle in ihren Deichen herzustellen. Drei dieser Anlagen, die ich besichtigt habe, sind nachstehend näher beschrieben.

a. Eindeichung bei Cleppé.

Etwa $2^1/_2$ km unterhalb des Städtchens Feurs, das 40 km oberhalb Roanne liegt, mündet, wie das erste der Plänchen auf Blatt C zeigt, der Flufs Lignon auf dem linken Ufer in die Loire. Unterhalb des Lignon liegt eine Niederung von 2 km Länge und in maximo 800 m Breite, die durch einen sogenannten wasserfreien Deich gegen das Hochwasser der Loire geschützt war. Die Deichkrone lag etwa 5 m über N. W., während die allerhöchsten Anschwellungen der Loire hier eine Höhe von $5,_5$ m erreichten. Die stärkste Strömung, die durch das gleichzeitige Steigen des Lignon noch vermehrt wurde, warf sich gegen die Strecke $a - b$ des Deiches, der bei 2 m Kronenbreite nur eine einfüfsige Dossirung nach dem Flufs und eine anderthalbfüfsige Dossirung nach dem Lande zu hatte, und veranlafste bei jedem ungewöhnlichen Hochwasser einen Deichbruch. Im Jahr 1866 war dieser Deich gleichfalls durchbrochen, und eine grofse Auskolkung bis 3 m unter N. W. entstanden. Der grofse Schaden, der hierdurch herbeigeführt war, veranlafste die Besitzer, sich mit einer Erniedrigung des Deiches einverstanden zu erklären. Der Deich ist nunmehr vom Punkt a bis an sein unteres Ende auf $3,_5$ m über N. W. abgetragen, und mit 2 m Kronenbreite, zweifüfsiger äufserer und achtfüfsiger innerer Dossirung wieder hergestellt. Sowohl die Krone wie die Dossirungen sind nur durch Rasen befestigt. Hinter dem Deiche ist ein 10 m breiter Schutzstreifen, der mit Weiden bepflanzt liegt. Die Krone des Deiches senkt sich mit dem Gefälle der Loire, so dafs dieselbe, sobald die Höhe von $3,_5$ m überschritten wird, in der ganzen Länge über den Deich überfliefst. Da die Flächen, bevor der Deich überströmt wird, zum gröfsten Theil bereits mit dem Wasser, welches von unten hineinstaut, bedeckt sind, so können Auskolkungen nicht mehr vorkommen. Die Zustimmung der Interessenten war hier um so leichter zu erlangen, als in dem ganzen Polder nicht ein einziges Gebäude steht, und das Terrain, welches $1,_5$ bis 2 m über N. W. liegt, zum Theil in Wiesen bestand.

Um die Geschwindigkeit der Strömung zu mäfsigen und die Aufschlickung zu befördern, sind auf den normal gegen das Ufer gerichteten Grenzen der einzelnen Grundstücke dreifache Reihen Weifsdorn gepflanzt.

Die Kosten der Deichänderung haben 16000 Frcs. betragen, von denen der Staat ein Drittel und der Verband zwei Drittel bezahlt hat. Für die Repartition der Beiträge sind elf Zonen gebildet, und variirt der Einheitssatz zwischen $1,_5$ und 21 Frcs. Die neue Deichanlage hat nach Mittheilung des in Feurs stationirten Conducteurs bereits ein gröfseres Hochwasser, bei dem der Deich überfluthet wurde, überstanden und sich hierbei vollständig bewährt. Mit Rücksicht auf den sehr schlechten Zustand des alten Deiches, der kostspielige Verstärkungen erfordert hätte, und bei der geringen Ausdehnung der Niederung, hat man es hier vorgezogen, statt einen beschränkten Ueberlauf anzulegen, den ganzen Deich zu erniedrigen, und denselben landseitig mit einer flachen Dossirung zu versehen.

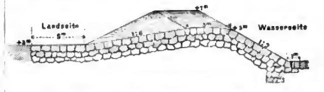
b. Eindeichung bei le Bec d'Allier. (Bl. C.)

An der Mündung des Allier liegt an dem linken Ufer eine Niederung von etwa $2,_5$ km Länge und 900 m durchschnittlicher Breite, die gegen den Allier und die Loire durch Deiche, deren Krone 7 m über N. W. lag, geschützt und nach der Binnenseite ebenfalls mit höheren Wällen umgeben ist, welche den Seitencanal der Loire von der Niederung trennen.

Bei le Guétin überschreitet der Seitencanal auf einem massiven Brückencanal die Loire, und fällt dann mittelst dreifach gekuppelter Schleusen bis unter das Niveau der Niederung. Die Chaussee von Nevers, welche unterhalb des Brückencanals über die Loire geht, ist auf dem Unterhaupt der untersten der gekuppelten Schleusen über den Canal geführt, und geht dann auf einem Damm, der zugleich einen Schutzdeich gegen die Anschwellungen des Allier bildet, westlich nach den Höhen. Etwa 1 km unterhalb le Guétin mündet in den Seitencanal ein schiffbarer Speisecanal, der dem ersteren das nöthige Wasser zuführt, welches etwa 4 km oberhalb zwischen le Guétin und Apremont aus dem Allier entnommen wird.

Da der Allier ein weit stärkeres Gefälle hat, als die Loire, so trifft das Hochwasser desselben in der Regel früher ein, als das der Loire, und bildet sich dann hier eine sehr starke Strömung. Im Jahre 1866 wurde durch dieselbe der Chausseedamm durchbrochen, und wurden in dem Seitencanal arge Verwüstungen angerichtet. Ebenso brach auch der Deich unterhalb le Guétin, und wurde die Niederung in grofser Ausdehnung mit Sand und Gerölle bedeckt.

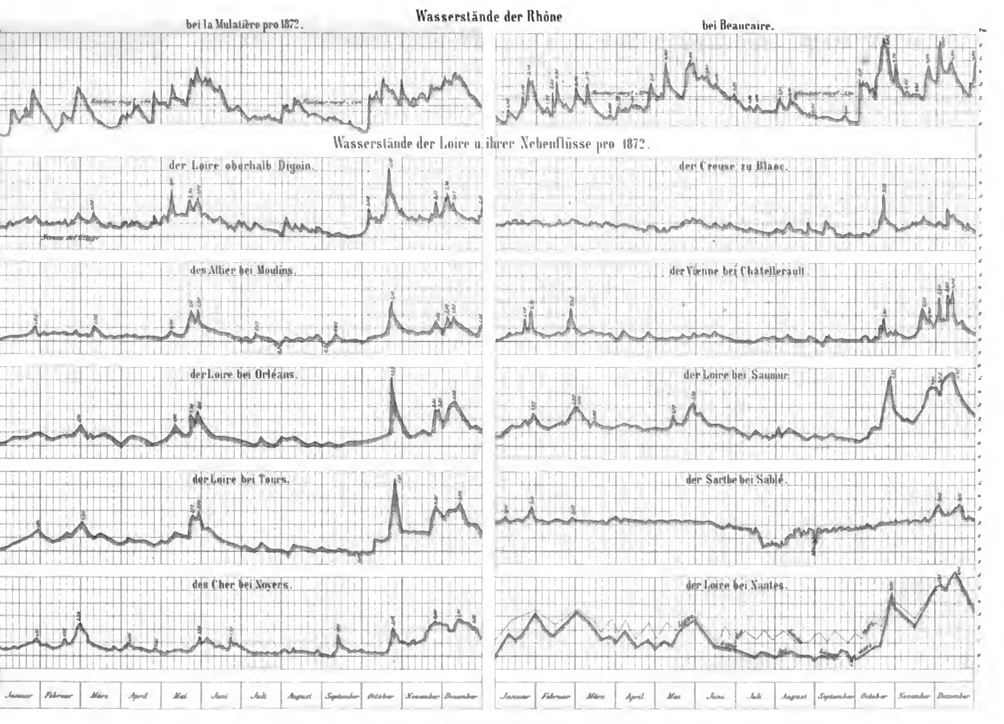
Dieser Deich ist nun nicht wieder in der früheren Weise hergestellt, sondern es ist ein Ueberfall angelegt, dessen Krone etwa 5 m über N. W. liegt.



Der Ueberfall hat eine Länge von 400 m und das vorstehende Profil. Derselbe ist sowohl in der Krone wie in

Digitized by Google

Graphische Darstellungen der Wasserstände der Rhône und der Loire pp.



Ernst & Korn Berlin

Digitized by Google



Digitized by Google

Eindeichung bei Cleppé.

Ueberfall bei Jargeau.

Eindeichung bei le Bec d'Allier.

Querprofil des Ueberfalls bei Jargeau.

Digitized by Google


Digitized by Google

den Dossirungen und dem 6 m breiten Sturzbett mit regelmäfsig bearbeiteten Quadern revetirt. Zu beiden Seiten gehen flache Rampen mit einer Neigung von etwa 1 : 20 zu der Krone des alten Deiches herauf, und sind auch diese Anschlüsse mit einem sehr sorgfältig ausgeführten, in Mörtel versetzten Pflaster bekleidet.

Der alte Deich zog sich in der Höhe von 7 m bis in die Nähe des Schlosses von Préio; hier hörte derselbe auf, und konnte das Stauwasser von unten aus in die Niederung eintreten.

Unterhalb des Ortes le Bec d'Allier ist dieser Deich jetzt bis auf etwa $3,_8$ m über N. W. abgetragen und der abgegrabene Boden zur Ausfüllung des hinter dem Deich gelegenen Terrains verwandt. Die Häuser von le Bec d'Allier liegen zum gröfsten Theil dicht neben dem Deich, über den von le Guétin aus ein öffentlicher Weg führt, und haben von dem Deich aus ihren Zugang in die Wohnräume, so dafs auch bei einer Inundation der Niederung die Wohnräume von dem Wasser nicht erreicht werden; nur die Souterrains dieser Gebäude, wie auch die in der Mitte der Niederung gelegenen Gehöfte werden bei einer Ueberschwemmung unter Wasser gesetzt.

Wie mir dort mitgetheilt wurde, ist im Jahre 1872 das Wasser 40 cm hoch über den Ueberfall geflossen, und stand die ganze Niederung unter Wasser. Trotzdem war man mit der Anlage des Ueberfalls doch sehr zufrieden, da ohne denselben möglicher Weise ein Bruch des Deiches eingetreten wäre, der ohne Zweifel weit gröfseren Schaden und weit gröfsere Verwüstungen der Binnenländereien veranlafst hätte.

c. Ueberfall bei Jargeau

Auf dem linken Loireufer, gegenüber Orléans liegt, wie aus der auf Bl. C gezeichneten Situation zu ersehen, eine eingedeichte Niederung, die sich von Guilly bis zur Mündung des Loiret erstreckt, und bei einer mittleren Breite von 5 km eine Längenausdehnung von nahezu 40 km hat. Auf dem rechten Ufer bei St. Dénis treten die Höhen bis dicht an die Loire. Da nun der Deich von Jargeau ebenfalls hart am Flufsbette liegt, so veranlafste die hierdurch gebildete Enge bei jedem aufsergewöhnlichen Hochwasser ein Ueberströmen und einen Bruch des oberhalb Jargeau gelegenen Deiches. Um diese Deichbrüche in Zukunft zu verhindern und das Hochwasser unschädlicher auf einem vorgezeichneten Wege in die Niederung eintreten zu lassen, wird gegenwärtig 2 km oberhalb Jargeau ein Ueberfall von 600 m Länge erbaut, dessen Krone 5 m über N. W. liegt. Diese Anlage unterscheidet sich, wie das Querprofil auf Bl. C zeigt, insofern von den ähnlichen Anlagen, dafs wasserseitig neben dem Ueberfall noch ein Erddamm angeschüttet ist, dessen Krone um 2 m höher liegt, als die des Ueberfalles.

Bis zu einem Wasserstande von 7 m wird die Niederung daher gegen Ueberschwemmung geschützt. Steigt das Wasser noch höher, so wird der an 7 m liegende Erddamm, der auf der Wasserseite gegen die Angriffe der Strömung und Wellen durch ein Pflaster gedeckt ist, überströmt, durch die Strömung nach und nach bis auf die Höhe von 5 m abgebrochen, und das Wasser ergiefst sich nun über den gemauerten Ueberfall in die Niederung, und füllt dieselbe allmälig an. Damit nicht Auskolkungen stattfinden können, schliefst sich an die landseitige Dossirung des Ueberfalls ein 15 m breites gemauertes Sturzbette, und folgt dann ein 20 m breiter Streifen, der aus einer 60 cm starken Steinbettung besteht, welche 40 cm hoch mit Erde bedeckt, und mit Weidenstrauch bepflanzt ist.

Der vorhandene Banndeich wird bis les Vallées, 7 km oberhalb Jargeau, wo sich das Loirethal bedeutend erweitert, nach dem auf der Zeichnung angegebenen Profil regulirt und verstärkt, so dafs die in der Höhe des Hochwassers von 1866 an + $8,_{47}$ m über N. W. liegende Krone eine Breite von 11 m erhält, auf die dann noch eine Kade von $0,_8$ m Höhe gesetzt ist. Von dem Ueberfall erheben sich zu beiden Seiten Rampen mit sehr flacher Steigung bis zu der Höhe des normalisirten Banndeiches.

Um bei dem Uebertreten des Wassers die Stadt Jargeau gegen die directe Strömung zu schützen, ist unterhalb des Ueberfalls ein Flügeldeich erbaut, der 4138 m lang ist. In die Karte auf Bl. C ist der Ueberfall und Flügeldeich eingezeichnet. Die Krone des letztern liegt etwa 6 m über N. W. und zwar um 1 m höher, als sich nach den angestellten Berechnungen der Wasserstand bei den höchsten Anschwellungen der Loire in der Niederung stellen wird. Auf die letzten 300 m senkt sich der Deich bis zur Terrainhöhe. Die Krone dieses Deiches hat eine Breite von 3 m, die nach Jargeau gekehrte Dossirung eine zweifache, und die entgegengesetzte nur eine anderthalbfache Anlage. Von dem Banndeich ab ist die letztere auf eine gröfsere Länge durch Abpflasterung geschützt.

Der Flügeldeich hat 300000 Frcs. gekostet, während der Ueberfall zu 700000 Frcs. veranschlagt ist. Die ganze Anlage wurde auf Staatskosten ausgeführt bis auf einen geringen Beitrag, den die Stadt Jargeau für die Herstellung des Flügeldeiches geleistet hat.

Der Bau des Flügeldeiches ist im Jahre 1877 begonnen, und Anfangs 1879 beendet. Die Arbeiten an dem Ueberfall wurden 1879 in Angriff genommen und sollen in diesem Jahre fertig gestellt werden.

Die Niederung ist an dem unteren Ende offen und wird durch den Loiret entwässert. Um das von oben in die Niederung eintretende Wasser sicher und unschädlich abzuführen, müssen die Fluthöffnungen in der Bahn Orléans-Vierzon, welche die Niederung quer durchschneidet, wohl vermehrt werden.

Für die Repartition der Kosten zu derartigen Anlagen zwischen dem Staat und den Interessenten bestehen keine allgemeinen Normen, sondern wird in jedem einzelnen Fall das Beitragsverhältnifs durch Verhandlungen festgestellt.

Seit dem Jahre 1858 ist nach einer vorläufigen Instruction ein Depeschendienst eingerichtet, durch den die Niederungsbewohner benachrichtigt werden, welche Höhe der Wasserstand an den einzelnen Orten in Folge der in der oberen Loire und in den Nebenflüssen eingetretenen Anschwellungen voraussichtlich erreichen wird, damit sie eventuell ihr Vieh und ihre bewegliche Habe rechtzeitig in Sicherheit bringen können. Gegenwärtig wird hierfür eine definitive specielle Instruction ausgearbeitet, die sich vollständig an das für die Garonne unter dem 11. December 1878 erlassene Reglement anschliefsen wird. Letzteres ist unter dem Titel „Bassin de la Garonne. Réglements et instructions concernant l'annonce des crues et l'étude du régime des rivières"

Digitized by Google

im Jahre 1879 von dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten publicirt.

3. Uferbefestigungen bei Pointe de Grave, an der Mündung der Garonne.

Das Meeresufer bei la Pointe de Grave an der Mündung der Garonne ist auf etwa 6 km Länge einem starken Angriff durch die Wellen ausgesetzt. Wie die Küstenkarte auf Bl. D zeigt, zieht sich mit Ausnahme der Stelle, welche durch die Riffe von St. Nicolas geschützt wird, eine bedeutende Tiefe bis dicht an die Küste heran, die aus Thonboden mit darüber liegender Sandschicht und aus Dünen besteht. Seit langer Zeit sind hier kostspielige Uferbefestigungen ausgeführt, um ein Zurückweichen der Küste und einen eventuellen Durchbruch derselben zu verhindern, der das Abspülen der zwischen der Garonne und dem Meere liegenden Landzunge zur Folge haben würde. Wenn eine Erweiterung der eigentlichen Garonne-Mündung auch insofern vortheilhaft wirken möchte, als dann eine erheblich gröfsere Menge Fluthwasser in die Garonne eintreten und die Spülkraft des ausgehenden Stromes vermehren würde, so wäre damit doch der Nachtheil verbunden, dafs die hinter der Pointe de Grave und le Verdon liegende Rhede, auf der die eingehenden Schiffe jetzt die Fluth abwarten, um mit derselben nach Bordeaux herauf zu laufen, des nöthigen Schutzes gegen die Seewinde beraubt wird.

Diese Rücksicht hat Veranlassung gegeben, dafs dem Abbruch der Küste durch Anlage von Schutzbauten mit aller Kraft entgegen getreten wird. An der eigentlichen Spitze von Grave sind zwei Molen mit etwa 5 m Kronenbreite ausgeführt, von denen die nach Norden gerichtete 150 m, die nach Osten gerichtete etwa 100 m lang ist.

Die Molen sind aus künstlichen Betonblöcken gebildet, welche vom Ufer aus über Kopf verstürzt wurden. Die Zwischenräume sind dann mit Steinen ausgefüllt, und hierauf rechteckige Mauerblöcke gemauert, die in der Längenrichtung der Molen eine Länge von 3 m, in der Querrichtung eine Breite von 2 bis 3 m haben, und 2 m bis $2,_5$ m hoch sind. Diese Blöcke sind mit sehr schnell bindendem Mörtel hergestellt, und stumpf gegen einander gesetzt, so dafs sie bei einem Sinken des Fundamentes an der Bewegung Theil nehmen, und stets mit ihrem ganzen Gewicht die darunter liegenden Fundamentsteine belasten.

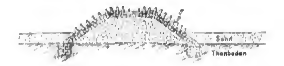
Die auf der Mole liegende Transporteisenbahn besteht aus einzelnen 3 m langen Langschwellen und Schienen, welche auf den einzelnen Mauerblöcken befestigt, untereinander aber nicht verbunden sind, so dafs bei eintretender Bewegung weder die Schwellen noch die Schienen zerbrochen werden, und durch ein Verrücken der Schwellen mit den darauf genagelten Schienen die Bahn immer leicht wieder regulirt werden kann.

Sowohl an den Längsseiten, wie vor dem Kopf der nach Norden gerichteten Mole ist eine Schüttung von natürlichen Steinen gebildet, welche mit Betonblöcken von 11 cbm inhalt abgedeckt ist. Je nach Bedürfnifs wird die Schüttung durch die auf der Mole stehenden Reserveblöcke ergänzt.

Westlich von dieser Mole ist der Strand auf nahezu 2 km Länge durch Buhnen gedeckt, die 120 bis 160 m lang sind und 160 bis 200 m von einander entfernt liegen.

Diese Buhnen sind ursprünglich durch holländische Arbeiter, welche zu diesem Zwecke speciell engagirt waren, nach dem Muster der bei Petten in Nordholland ausgeführten Buhnen aus Strauchwerk hergestellt, über welches die zahlreichen Pfähle der Flechtzäune $0,_3$ bis $0,_4$ m hervorragten und die überschlagenden Wellen brachen.

Wenn diese Buhnen auch sehr günstig wirkten, so verursachten sie doch ganz aufserordentliche Unterhaltungskosten, indem das Holz und namentlich die Pfähle durch den Bohrwurm immer in kurzer Zeit zerstört wurden. Seit geraumer Zeit hat man deshalb die Holzconstruction aufgegeben und, sobald gröfsere Reparaturen nöthig wurden, dieselbe in Steinconstruction verwandelt.



Vorstehend ist das Profil, welches diesen Buhnen nunmehr gegeben wird, dargestellt. Der Sand wird bis auf den darunter liegenden Thonboden abgegraben, und in dem letzteren werden noch etwa 1 m tiefe Fundamentgräben ausgehoben. Der Buhnenkörper wird dann aus roher Steinschüttung hergestellt, die profilmäfsig mit einem 40 cm starken in schnell bindendem Cementmörtel ausgeführten Mauerwerk revetirt wird. Die Krone der Buhnen liegt an der Wurzel, mit der sie sich an die Dünen anschliefsen, etwa in der Höhe des höchsten Wasserstandes und senkt sich nach der See zu mit einer Neigung von 1 : 35 bis 1 : 40, welche dort der natürlichen Neigung des Strandes entspricht. Der Kopf, welcher bei den alten Strauchbuhnen nur eine anderthalbfüfsige Dossirung hatte, wird jetzt bei den Steinbuhnen mit etwa dreifacher Anlage dargestellt. Zur Sicherheit der Kopfdossirungen werden vor dieselbe grofse natürliche oder auch künstliche Steinblöcke gelegt.

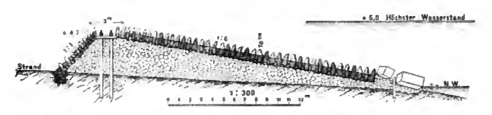
Ursprünglich wurde das Revetement der Buhnen möglichst regelmäfsig und glatt ausgeführt. Da, wie die Erfahrung zeigte, die überschlagenden Wellen weit stärkere Auskolkungen verursachten, als die über die rauhen Strauchbuhnen laufenden Wellen, auf denen sie sich an den vorstehenden Pfählen brachen, so änderte man später die Construction in der Art, dafs man in das Revetement pyramidale Steine einmauerte, und deren Spitzen $0,_3$ bis $0,_4$ m über die Fläche des Mauerwerks hervorragen liefs.

Diese vortretenden Steine, von denen 8 bis 10 Stück in einem Quadratmeter vorhanden sind, veranlassen nun ein eben solches und sogar noch vollständigeres Brechen der Wellen, wie die Pfähle der Strauchbuhnen, und soll der Angriff gegen den Strand und die Dünen hierdurch erheblich gemindert sein.

Auf die folgenden 2 km Länge wird das Ufer durch die vorliegenden Riffe St. Nicolas geschützt, und sind hier mit Ausnahme zweier einzelner Buhnen, die aus älterer Zeit herstammen und wohl kaum von Wirksamkeit sind, keine Werke ausgeführt.

Die dann folgende Strecke ist aber einem besonders starken Angriff ausgesetzt, und ist deshalb hier ein fortlaufendes Deckwerk von 1300 m Länge zur Ausführung gebracht. In die Küstenkarte ist dieses Deckwerk eingetragen und das Profil desselben nachstehend dargestellt. Der Körper dieses Werkes ist aus Steinen geschüttet und mit

Digitized by Google



einem $0,_5$ m starken Mauerwerk revetirt, in welches eine grofse Anzahl länglicher Steine von 20 bis 40 Ctr. Gewicht eingemauert sind, die $0,_5$ bis 1 m über die Fläche des Revetementmauerwerkes hervorragen. Auf der landseitigen Dossirung sind kleinere Steine zur Verwendung gekommen, und treten dieselben auch weniger hoch über das Mauerwerk vor.

Der Fufs der wasserseitigen Dossirung ist durch zwei Reihen Betonblöcke von je 11 cbm Inhalt geschützt.

Bei der Ausführung dieses Deckwerks hat man gesucht, die in dem Strande befindlichen gröfseren Auskolkungen zu umgehen, und hat dasselbe deshalb eine etwas unregelmäfsige Form erhalten. Der Strand zwischen dem Deckwerk und dem Dünenfufs hat eine Breite von 60 bis 150 m. Die Dossirung der durch dieses Werk geschützten Düne ist sehr regelmässig ausgebildet und schön bewachsen, während die Dünen, welche nördlich und südlich von dem Deckwerk liegen, unregelmäfsige und abgebrochene Dossirungen zeigen. Das laufende Meter des Deckwerks hat 1100 Frcs. gekostet.

Südlich von dem Deckwerk liegen noch 6 Steinbuhnen, die das Ufer auf 1 km Länge schützen; dann folgt der ungedeckte Strand, welcher durch die davor liegende Bank des Olives einem stärkeren Angriff der Wellen entzogen ist.

Um die für den Bau der Molen, der Buhnen und des Parallelwerkes erforderlichen Materialien herauschaffen zu können, ist von Le Verdon mit einer Abzweigung nach der Pointe de Grave nach dem Seestrande zu und parallel mit demselben bis zur südlichsten Buhne eine schmalspurige Transportbahn angelegt, auf der die Wagen durch Pferde oder durch Maulthiere gezogen werden, und welche mit den Abzweigungen im Ganzen 14 km lang ist.

Für die Reparaturen der Werke wird die Bahn auch jetzt noch erhalten. Während der Badesaison wird sie zur Beförderung der Passagiere von Le Verdon nach der Pointe de Grave benutzt, von wo aus dieselben dann nach dem sehr belebten Badeort Royan übergesetzt werden.

Zur Bildung von Vordünen war stellenweise eine Reihe von Ginstersträuchern in den Strand gesteckt, die den Sand auffangen sollten. Vielfach waren aber auch auf den Kamm der höheren Seedünen zu dem gleichen Zweck Bretter vertical neben einander gestellt, die, nachdem eine Sandablagerung stattgefunden hatte, höher herausgezogen wurden. Letztere Methode wurde auch von den dortigen Beamten als sehr ungeeignet bezeichnet, und soll dieselbe nicht mehr zur Anwendung gebracht werden.

Auf eine regelmäfsige Ausbildung der Seedüne ist im Allgemeinen wenig Sorgfalt verwandt; es fanden sich in derselben sehr viele tief ausgerissene Schluchten.

Im Ganzen waren die Dünen und namentlich das binnen gelegene Dünenterrain fest gelegt und mit der Seekiefer (pinus maritima) und mit Ginster sehr gut bewachsen. Die seeseitige Dossirung der äufseren Dünen war mit Strandhafer und zum Theil auch mit Ginster, Sandegge, Labkraut, Seedistel, Wundklee etc. bestanden, Strandwaizen fand sich hier nicht.

Soll eine Dünenfläche fest gelegt werden, so wird sie mit einem Gemisch von Samen aus Strandhafer, Seekiefer und Ginster eingesäet, und mit Strauch bedeckt, damit der Samen nicht ausgeweht wird. Findet stärkerer Sandflug statt, so gedeiht der Strandhafer, andernfalls geht der Ginster besser fort, und entwickelt sich dann in dessen Schutz die Seekiefer.

4. Die Mündung des Adour.

Der Adour, welcher 7 km unterhalb Bayonne in den Biscaischen Meerbusen mündet, hat, wie die Küstenkarte auf Bl. D zeigt, in dieser letzten Strecke seines Laufes eine Breite von 250 bis 400 m und bei dem niedrigsten Wasserstande eine Tiefe von 4 bis 10 m, und bildet somit einen natürlichen Binnenhafen, in dem die Schiffe sicher und geschützt liegen können.

Die Mündung ist aber durch eine Barre geschlossen, welche ebenso wie der Strand aus grobem Kies besteht, und auf der bei N. W. die Tiefe weniger als 2 m betrug, so dafs auch bei Hochwasser, welches bei den tauben Fluthen $2,_2$ m, bei gewöhnlichen Springfluthen $3,_2$ und bei Aequinoctialspringfluthen $3,_6$ m über N. W. steigt, die gröfseren Seeschiffe in den Adour nicht einlaufen konnten. Dazu kommt, dafs die Wellen, die aus dem offenen Ocean die Bucht erreichen, hier meist einen sehr starken Seegang und eine gefährliche Brandung auf der Barre veranlassen. Seit langer Zeit hat man daher sein Augenmerk auf die Verbesserung der Hafeneinfahrt gerichtet. Wie in den von dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten bei Gelegenheit der internationalen Industrieausstellungen zu Wien (1873) und Philadelphia (1876) bearbeiteten Notices sur les modèles etc. ausführlich beschrieben ist, hatte der Strom in Folge des hier vorherrschenden, von Norden nach Süden gerichteten Küstenstromes immer das Bestreben, sich nach Süden zu wenden, und konnten die schwachen Schutzwerke, welche bereits am Ende des 17. Jahrhunderts ausgeführt waren, nicht verhindern, dafs der Strom einen gewundenen Lauf mit südlich gerichteter Mündung annahm, und den gewöhnlich von Norden ansegelnden Schiffen das Einfahren sehr erschwerte. In der Mitte des vorigen Jahrhunderts wurde der Strom deshalb in gröfserer Länge auf beiden Seiten mit Ufermauern eingefafst, die nach der Mündung zu behufs Ersparung an Mauerwerk nur bis zum mittleren Wasserstande voll gemauert und darüber in halbkreisförmigen gewölbten Bogen ausgeführt wurden. Im Anfange dieses Jahrhunderts wurden im Anschlufs an diese Ufermauern steinerne Molen erbaut, deren Krone in der Höhe des Hochwassers der tauben Fluthen lag. Mehrere Reihen eingerammter Pfähle trugen die in gröfserer Höhe liegende Laufbrücke.

Digitized by Google

Bis zum Jahre 1838 war der südliche Damm nach und nach von A bis B auf 540, der nördliche von C bis D auf 140 m Länge ausgeführt, und hierbei die Mündung, die vorher eine Breite von 300 m gehabt hatte, auf 160 m zusammengezogen. Hierdurch war der Ablenkung des Stromes nach Süden zu in wirksamer Weise entgegengetreten, eine Vertiefung des Seegatts aber nicht herbeigeführt, indem sich der Strand und die Barre immer um etwa ebensoviel seewärts vorschob, wie die Molen streckenweise verlängert wurden.

Da man auf diese Weise nicht zum Ziele gelangte, so wurde im Jahre 1854 von Daguenet, dem jetzigen Ingénieur en chef in Bayonne, der Vorschlag gemacht, die von dem ehemaligen General-Director der öffentlichen Arbeiten zu Neapel, Alan de Riveira, bei einigen italienischen Häfen ausgeführten offenen Hafendämme (jetées à claire voie) versuchsweise zur Anwendung zu bringen.

Die hiernach aufgestellten Projecte wurden genehmigt, und ist vom Jahre 1858 bis 1861 die Südmole dem entsprechend um 500 m und die Nordmole um 766 m verlängert, so dafs beide Molen nunmehr wieder annähernd gleiche Länge haben. Auf 200 m wurde die Südmole zunächst in der früheren Construction verlängert, ihr dabei aber eine geringe Schwenkung nach Norden gegeben, um der Einfahrtsrinne eine mehr nördliche Richtung anzuweisen. Bei der weiteren Verlängerung beider Molen wurde die Construction der offenen Hafendämme zur Ausführung gebracht. Diese besteht darin, dafs Pfähle von 30 cm Durchmesser in lichten Abständen von 60 cm in einer Reihe eingerammt sind. Hinter denselben stehen noch zwei Reihen von Pfählen mit erheblich gröfseren Zwischenräumen, welche, mit der ersten Reihe durch Kreuzstreben verbunden, mit dieser die Laufbrücke tragen. Um die Pfähle sind Steine bis zur Höhe von 2 m unter N. W. geschüttet, die einen fortlaufenden Damm bilden. Durch diese Steindämme wird die ausgehende Strömung zusammen gehalten, so dafs bei starker Auswässerung ein Angriff auf die Barre ausgeübt und das Seegatt dadurch vertieft wird. Die Zwischenräume in den Pfahlreihen gestatten indessen auch dem Küstenstrom den Durchgang, so dafs derselbe nicht abgelenkt, und demnach auch keine Veranlassung gegeben wird, dafs sich die Barre weiter seewärts hinausschiebt. Die Wirkung dieser Bauten ist eine recht günstige gewesen, indem die Tiefe auf der Barre sich um 60 bis 80 cm vermehrt hat, und die Barre selbst, wenn ihre Lage unter dem Einflufs starker auflandiger Stürme und andrerseits kräftiger Auswässerung des Adour sich auch zeitweilig änderte, im Allgemeinen nicht seewärts vorgerückt ist.

Die Holzbauten wurden aber durch die Wellen und namentlich durch den Bohrwurm der Art angegriffen und beschädigt, dafs ununterbrochen sehr bedeutende Reparaturen zu ihrer Erhaltung nöthig waren. Im Jahre 1866 wurde deshalb von dem Ingenieur Prompt in Vorschlag gebracht, die wenig dauerhaften Holzconstructionen durch Eisenconstructionen zu ersetzen. Diesem Vorschlage entsprechend sind nunmehr die äufsersten Strecken der vorhandenen Molen auf 115 m beziehungsweise 117 m Länge, welche in dem Holzwerk durch den Bohrwurm so zerstört waren, dafs sie aufgegeben werden mufsten, umgebaut. Hierzu sind gufseiserne Röhren von 2 m Durchmesser verwandt, welche von Mitte zu Mitte 5 m von einander entfernt in einer Reihe mittelst comprimirter Luft in den Grund eingesenkt werden. Landseitig sind sie bis $7{,}_{3}$ m, an dem seeseitigen Ende der Mole dagegen bis zu $11{,}_{8}$ m unter N. W. hinabgetrieben, um ein Unterspülen derselben sicher zu verhindern. Die Steinschüttung der alten Mole, welche die Röhren umgiebt und zwischen denselben liegt, ist so regulirt, dafs sie sich von 2 m unter N. W. mit einem Gefälle von 1 : 100 nach der See zu senkt, so dafs sie am Ende der Mole etwa 3 m unter N. W. liegt. Zwischen den Röhren befinden sich übereinander zwei doppelte horizontale Führungsbalken, die zur Aufnahme von verticalen hölzernen mit Eisen armirten Schütztafeln dienen, welche bei besonders starkem ausgehenden Strom eingesetzt werden sollten, um eine seitliche Abweichung desselben zu verhindern, und den vollen Angriff des Stromes auf die Barre zu richten.

Diese Tafeln sollen bis jetzt nicht benutzt worden sein, und würden dieselben selbst einem geringen Seegange auch wohl nicht widerstehen können.

Die Röhren bestehen aus einzelnen Ringen von 1 bis $1{,}_{5}$ m Höhe, und sind durch auf der inneren Seite vorstehende Flantschen und mittelst Schraubenbolzen mit einander verbunden. Nach dem Versenken werden sie mit Beton gefüllt. Oben wird auf dieselben ein capitälartiges Röhrenstück gesetzt, welches seitliche Angüsse hat, die zur Befestigung der eisernen Verbindungsbalken dienen. Die Oberkante dieser Capitäle liegt in der Höhe des Hochwassers der tauben Fluthen, und sind auf denselben die eisernen Böcke befestigt, welche die Laufbrücke tragen.

Innerhalb der alten Mole bereiten die dort befindlichen Steine und Pfähle dem Einsenken der Röhren ganz aufserordentliche Schwierigkeiten, so dafs die Arbeit nur sehr langsam von statten gegangen ist.

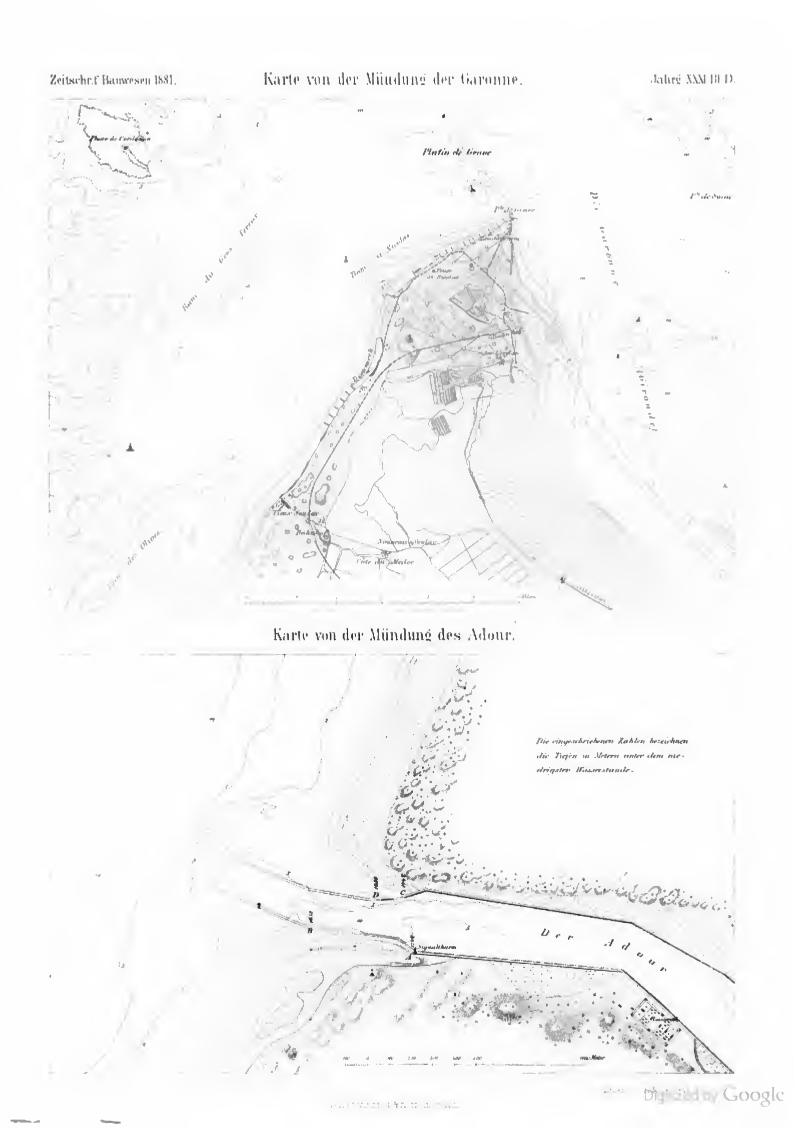
Die Kosten dieser Construction haben pro laufendes Meter 3140 Frcs. betragen.

In den landwärts gelegenen Theilen der alten Dämme leiden die Holzconstructionen durch den Bohrwurm ebenfalls so bedeutend, dafs man dieselben auch aufgegeben und durch dauerhaftere Constructionen ersetzt hat. Von der Verwendung der kostspieligen eisernen Säulen hat man hier jedoch Abstand genommen, und statt dessen in Entfernungen von $12{,}_{5}$ m von Mitte zu Mitte bis zum niedrigen Wasser auf die alten Dammkörper Fundamente aus Steinen und darüber Banquette aus Beton geschüttet, und auf dieselben theils gemauerte Pfeiler, theils schmiedeeiserne Gerüste gestellt, welche die Laufbrücken tragen. Diese Pfeilerconstruction hat incl. der Laufbrücken im Durchschnitt 208 Frcs. pro lfd. m gekostet.

Die offenen Hafendämme mit den eisernen Röhren sollen, wie es in der Karte punktirt angedeutet ist, noch um 150 m verlängert werden, so dafs sie bis über die Barre reichen. Man hofft dadurch, ohne die Barre vorzutreiben, eine noch weitere Vertiefung der Einfahrt herbeizuführen.

Berlin, im Juni 1880. L. Hagen.

Digitized by Google



Digitized by Google


REESE LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Digitized by Google

Zusammenstellung der bemerkenswertheren Preufsischen Staatsbauten, welche im Laufe des Jahres 1879 in der Ausführung begriffen gewesen sind.

(Aus den Jahres-Rapporten pro 1879.)

(Fortsetzung.)

B. Aus dem Gebiete des Wasserbaues.

I. Seeufer-, Hafen- und Deichbauten.

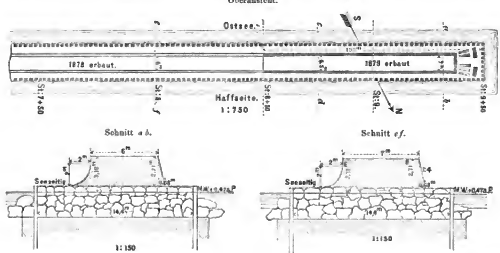
1. Die bereits seit Ende der 40er Jahre bestehende Mole am Ausflufs des Atmath-Stromes in das Kurische Haff, welche den Zweck hatte, die ausgehende Strömung zur Austiefung einer Fahrrinne im Haffe zusammenzuhalten, wurde um 730 m verlängert. Die Ausweichung jener Rinne nach S. war durch Ausbaggerung einer in der Verlängerung der Molenaxe im Vorjahre hergestellten neuen Rinne bereits beseitigt. Die ausgeführte Verlängerung hat den Zweck, die Entfernung bis zu dem durch Baggerung beschafften Theil zu verkürzen und dessen Ausspülung leichter zu ermöglichen. Die Mole ist bei $3,_5$ m Kronenbreite und 1fachen Böschungen aus Faschinenpackwerk auf einer Unterlage von Sinkstücken erbaut. Beide Böschungen sind $0,_{60}$ m stark mit Steinen beschüttet. Der Molenkopf hat 6 m Durchmesser und 4fache Böschungen. Um den geradlinigen Anschlufs an die alten Molen zu bewirken, mufste das äufsere Ende derselben entfernt werden, was durch Lockerung des alten Packwerks mittelst Sprengung unter Wasser und nachherige Wegbaggerung mittelst Dampfbagger geschah. Der Bau ist bis auf die Herstellung des $0,_{50}$ m starken Kronenpflasters im Wesentlichen fertiggestellt. Die Anschlagssumme beträgt 54000 ℳ.

2. In Memel wurde mit der auf 330000 ℳ veranschlagten Anlage eines Bauhafens mit anschliefsendem Bauhofe durch Herstellung eines 150 m langen Bohlwerks am südlichen Ufer des künftigen Bauhafens, durch Baggerarbeiten im Hafen selbst, durch Planirung des Bauhofs und Herstellung mehrerer Schuppen begonnen.

Die bereits früher begonnene Uebermauerung der Südermole wurde bis zum Molenkopfe beendet. Dieselbe besitzt $6,_{50}$ m bis $7,_{00}$ m Kronenbreite und $2,_{70}$ m Höhe über dem alten, aus Senkstücken mit Steinbeschwerung bestehenden Grundwerk, dessen Höhe auf $0,_{50}$ m über M. W. abgeglichen wurde. Auf der Seeseite ist das Profil der Mauer nach einem Viertelkreis mit $2,_{00}$ m Radius, auf der Haffseite mit $^1/_4$ facher Böschung angelegt. Von der auf 373000 ℳ berechneten Anschlagssumme sind infolge billiger Materiallieferungen ca. 120000 ℳ erspart worden.

An der Nordermole wurde Ende Mai 1879 mit dem Bau des Verbindungsgerüstes, welches den Uebergang der Massivconstruction zur Pfahlwerksconstruction des Molenkopfes bildet, begonnen. Ende December 1879 waren sämmtliche 10 Joche desselben incl. der Hauptwandpfähle geschlagen und die dichten Seitenwände seegattseitig bis Joch 6, seeseitig bis Joch 7 gerammt. Die auf

Grundwerksbau von einem Theil der Südermole zu Memel.



135000 ℳ veranschlagte Bausumme wird voraussichtlich ausreichen.

In den vorstehenden und den auf S. 139/140 nachfolgenden Holzschnittfiguren sind die Molenbauten zu Memel speciell dargestellt.

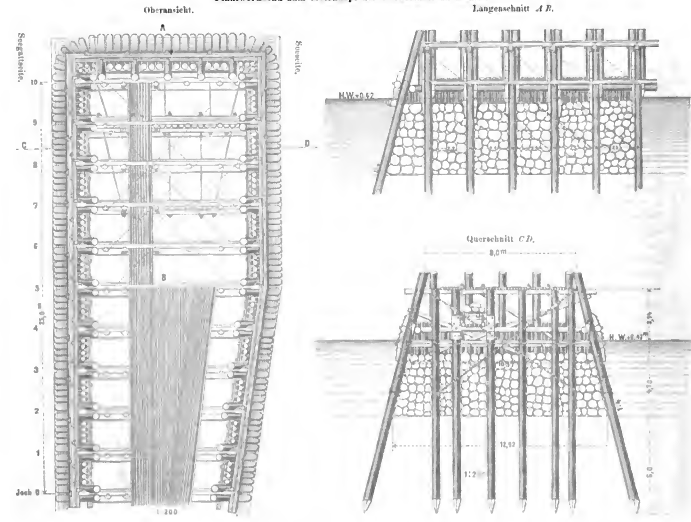
3. Bei Pillau ist die Südermole des Tiefs im Laufe des Jahres 1879 abermals um 150 m verlängert worden, so dafs die Gesammtlänge 908 m beträgt. An der Nordermole wurde die Aufmauerung des Molenkörpers im Verbindungsgerüst bis zum ersten Joch des Pfahlwerksbaues ausgeführt. Der Bau der Brustmauer ist in einer Länge von 135 lfd. m fortgesetzt, so dafs bis jetzt 235 lfd. m im Ganzen vollendet sind.

Im Hafen zu Pillau wurde das Plateau vor dem Petroleumhafen aufgeschüttet und an den beiden denselben seitlich einschliefsenden Dämmen weiter gebaut. — Der zur Verbindung des Bahnhofs Pillau mit dem Petroleumhafen dienende Verbindungsdamm, welcher mit $4,_{00}$ m Kronenbreite

Digitized by Google

auf $1,_{00}$ m über H. W. aus Sandboden geschüttet und theils mit Steinrevêtement, theils mit Flechtzäunen und Pflanzungen gegen Wellenschlag geschützt werden soll, wurde bis zur Hälfte fertig gestellt. — Der Bau der Uferbefestigungen des Ballastplatzes wurde beendet, und sind die Erdarbeiten zur Anschüttung desselben so weit geführt, daſs im Laufe des Jahres

Pfahlwerksbau zum Molenkopf der Nordermole zu Memel.



im Ganzen 28000 qm neues Terrain gewonnen wurde, wozu die Förderung von 95000 cbm Boden erforderlich war.

Im Hafen zu Königsberg wurden die 1876 begonnenen Arbeiten, in Ausbaggerungen und Abgrabungen zur Verbreiterung desselben, sowie Ausziehen alter Pfähle und Herstellung neuer Duc d'Alben bestehend, im März 1879 beendet. An der 72000 ℳ betragenden Anschlagssumme sind ca. 10000 ℳ erspart worden.

4. Die auf 3700 m Länge projectirte Verlängerung der Nordwestmole an der Mündung des Elbings in das Frische Haff ist bis 1324 m Länge fertig gestellt und die Ausbaggerung der Rinne um ebensoviel vorgeschritten. Ebensoweit wurde eine 30 m breite Erdhinterfüllung zwischen Schlickzäunen zum Schutze der Mole bis zur Höhe des Mittelwassers an der Westseite derselben hergestellt.

5. Im Hafen zu Neufahrwasser wurde das Bassin fertig ausgebaggert, so daſs nur noch kleine Nacharbeiten vorzunehmen sind. Das Geleis für die zwei neu beschafften transportablen Dampfkrahne von je 16000 kg Tragkraft wurde verlegt und der Hafen für die Lootsenboote fertig gestellt; die Quaimauerbauten sind weiter geführt.

6. Im Hafen zu Stolpmünde wurde mit der Ausbaggerung des Vorhafens bis auf 5 m Tiefe im Juni 1879 begonnen und zunächst die östliche Hälfte des Bassins bis auf 4 m Tiefe gebracht, wobei durch 2 Dampfbagger 15765 cbm Boden gebaggert wurden. Im Winterhafen wurden die Quaianlagen und die Tiefbaggerung auf 4 m Tiefe beendet. An der auf 128400 ℳ veranschlagten Bausumme sind ca. 8000 ℳ erspart.

7. Der Unterbau der Hafendämme zu Rügenwaldermünde wurde fertiggestellt; an der auf 1548900 ℳ veranschlagten Summe sind ca. 64000 ℳ erspart worden. Die Uebermauerung wurde auf der Westmole in einer Länge von 195 m, auf der Ostmole in Länge von 75 m ausgeführt. Der Unterbau des Westmolenkopfes wurde im Herbst 1879 beendet. Im Ganzen sind zur Herstellung desselben 208 Betonblöcke versetzt und an der auf 139500 ℳ veranschlagten Summe 30000 ℳ erspart worden. Die

Digitized by Google

Baggerarbeiten im Vorhafenbassin und im unteren Theile der Wipper wurden fortgesetzt, in dem zwischen dem früher projectirten und dem jetzigen Bassin gelegenen Theil vollendet. Das westliche Hafenbassin wurde fertig ausgebaggert und seine Quaianlage nahezu fertig gestellt. Die Ersparnisse an der auf 428000 ℳ veranschlagten Summe betragen 20000 ℳ.

8. Vor dem Leuchtthurmetablissement Funkenhagen wurde der Bau der 25 Pfahlbuhnen weitergeführt; 20 derselben sind vollständig, die 5 anderen nahezu fertig.

9. Bei Ziegenort wurde eine kleine Hafenanlage, hauptsächlich zur Ablage des Holzes aus dem Mützelburger Forst, begonnen und bis auf einige Baggerungs- und Uferschutzarbeiten beendet. Dieselbe besteht aus einem Ufereinschnitt von 100 m Länge und 15 m Breite nebst Vorhafen von 97 m Länge und 50 m Breite. Die Wassertiefe beträgt $2,_{00}$ m. Eine gebaggerte Fahrrinne von 480 m Länge und 36 m Breite stellt die schiffbare Verbindung mit dem tiefen Fahrwasser im Papenwasser her.

10. An der Ausmündung der Kaiserfahrt (Kaseburger Durchstich) in das Grofse Haff wurde mit dem Bau zweier Molen begonnen, die aus je einer Reihe, in Abständen von $1,_{0}$ m eingerammten Pfählen bestehen, welche mit Faschinenpackung und Steinbeschwerung hinterfüllt sind. Hinter die so construirten Molen wird der durch einen Kreiselbagger aus der Fahrrinne ausgebaggerte Boden direct mittelst Röhren ausgeschüttet, wodurch ein breites Vorland gebildet wird, welches durch Anpflanzung von Schilf, Rohr und Weiden festgelegt werden soll.

11. Im Reg. Bez. Stralsund wurden die Dünenbauten zwischen Ahrenshoop und Darserort und auf dem Bug beendet, der Neubau der Vordünen auf der Schaabe begonnen, sowie das Steinrevêtement auf dem Ruden um 200 m nach Osten verlängert. Letzteres hat eine Dossirung von $1 : 2^1/_2$, und liegt mit der Oberkante ca. $2,_{10}$ m, mit dem Fufse ca. $0,_{80}$ m über M. W. Das Fufsende ist durch eine Betonschwelle hinter einer Bohlwand gesichert. Die Bausumme betrug 14450 ℳ.

12. Die Coupirungsanlagen zum Abschlufs der Nebenmündungen des Eiderstromes, wodurch die Spülwirkung des Hauptstromes auf die Barre verstärkt werden soll, wurden fortgesetzt durch Neubau zweier Werke von 700, bezw. 2000 m Länge. Die Arbeiten wurden in der Weise ausgeführt, dafs 2 parallele Reihen von Senkfaschinen in $5,_{00}$ m Abstand verlegt worden sind und dazwischen eine Steinschüttung vorgenommen wurde. Die Krone des kürzeren Werkes liegt 1 bis 2 m unter ord. N. W., die des längeren, für den Abschlufs der Südereider bestimmten, auf N. W. mit Ausnahme einer 200 m breiten Strecke, welche $0,_{60}$ m tiefer gelegt wurde. Letztere Coupirung ist nur an denjenigen Stellen, deren Tiefe weniger als 1 m beträgt, aus Senkfaschinen mit Steinschüttung, an den tieferen Stellen lediglich aus Steinschüttung hergestellt worden.

13. Aufserdem wurden im Reg. Bez. Schleswig die Baggerarbeiten zur Vertiefung des Hafens und der Fahrrinne zu Heiligenhafen beendet, die für den Hafen von Husum, in der Schlei und in der Krückau fortgesetzt, und die Quaianlagen des Tönninger Hafens vervollständigt. — Die Buhnenbauten am Weststrande von Sylt wurden fortgesetzt, die Steindeiche auf der Insel Nordstrand, sowie die Uferschutzwerke auf Fehmarn und an der Klostersee-Niederung ganz oder doch gröfstentheils vollendet.

14. Auf den ostfriesischen Inseln wurden die Uferbauten fortgesetzt, und zwar durch Verbreiterung der Buhnen vor dem hölzernen Schutzwerk auf Borkum, durch Verlängerung der in Klinkerpflaster hergestellten Schutzwerke und Aubau von Banquetten an 2 Hilfsbuhnen daselbst, durch Verstärkungsbauten der Strandschutzwerke und mehrerer Buhnenköpfe auf Baltrum und Norderney, sowie durch Neu- und Umbauten von Buhnen und Uferschutzwerken auf Spiekeroog, welche mit 175000 ℳ pro 1879/80 veranschlagt, aber noch nicht fertig gestellt sind.

II. Strombauten.

1. An der Memel wurden die Regulirungsbauten zwischen Sokaiten und Ober-Eifseln beendet, die Fortsetzung bis zur Kummabucht, welche auf 560000 ℳ veranschlagt ist, durch Bau der Buhnen bei Tufsainen und an der Prapliszim unterhalb Ragnit, sowie von der Kummabucht bis zum Dorfe Splitter, welche Strecke auf 535000 ℳ veranschlagt ist, lebhaft weitergeführt, so dafs im Laufe des Jahres 1881 die Beendigung in Aussicht steht. Die auf 29000 ℳ veranschlagte Sicherung der Ufer bei Kassigkehmen ist durch Anlage von 3 Buhnen begonnen worden.

Am Rufsstrom wurden von Kloken bis Schneiderende am rechten Ufer 10, am linken Ufer 14, meist neue Werke vollständig fertig gestellt, sowie mehrere Verlängerungs- und Neubauten in Angriff genommen. Von Tattomischken bis Rufs wurden 6 Buhnen ausgeführt, die alte Leithemündung coupirt und die neue ausgebaut, ferner mehrere Buhnen und die Grundschwelle im Skirwithstrome begonnen, und der Atmathstrom durch Baggerung vertieft.

Die Bauten in der Gilge sind beendet worden.

2. An der Weichsel wurden im Reg. Bez. Marienwerder von 3 auf 28000 ℳ veranschlagten Einschränkungswerken bei Bublitzer Kampe 2 in Packwerks- und Sinkstückbau nahezu fertig gestellt, ferner ein auf 8000 ℳ veranschlagtes Werk bei Neuenburg auf 30 m Länge ausgebaut und 2 Uebergangs- und 5 Einschränkungswerke bei Weichselburg, die auf 19000 ℳ veranschlagt waren, bis auf die Abpflasterungen der Köpfe ausgeführt, ebenso 5 auf 24000 ℳ veranschlagte Einschränkungswerke bei Grabau. Das Werk Nr. 1 bei Schulwiesn konnte nur bis auf 120 m Länge gebracht werden. Die auf 150290 ℳ veranschlagten Einschränkungswerke im Wasserbaubezirke Culm, aus Faschinenpackwerk, theilweise mit Sinkstückunterbettung construirt, wurden zum gröfseren Theil fertig gestellt; doch sind in Folge der ungünstigen Wasserstände die Abpflasterungen sehr im Rückstande geblieben. Dasselbe gilt von den auf 160100 ℳ veranschlagten Regulirungswerken im Thorner Bezirk. Der Sicherheitshafen zu Thorn, enthaltend 10032 qm mit Raum für 50 Kähne, wurde in 1879 vollendet. Die Kosten betrugen ca. 78000 ℳ. Aufserdem kamen gröfsere Reparaturbauten an den durch Eisgang, Hochwasser etc. beschädigten Werken zur Ausführung.

Im Reg. Bez. Danzig kamen 5 Buhnen zwischen Buhne Nr. 5 und dem Klofsowoer Deckwerk am rechten Ufer der Weichsel im Bezirk Marienburg zum Bau, ferner wurde die Abpflasterung eines grofsen Theiles der in den Vorjahren gebauten Buhnen beendet.

Digitized by Google

Die Nogatcoupirung mufste in Folge einer Aufhöhung der Deiche der Falkenauer und Marienwerderer Niederung entsprechend verstärkt und erhöht werden.

In dem schiffbaren Theile des Sorgeflusses wurden zur Erhaltung der Fahrtiefe 13540 cbm Baggergut für ca. 12400 ℳ ausgebaggert.

Die Parallelwerke im Schwarzwasserflufs, auf 9000 ℳ veranschlagt, wurden von der Stadt Schwetz an bis zur Mündung in die Weichsel fertig gestellt.

Die Przemsa im Reg. Bez. Oppeln wurde durch Fortsetzung der Regulirungswerke von Stat. 94 abwärts und zwischen Stat. 173 und 180 weiter ausgebaut. An der erstgenannten Strecke kamen 8 Parallelwerke, wovon 5 mit Anschlufsbuhnen, 2 gröfsere Durchstiche und 1 Abgrabung, in Sa. für 45000 ℳ zur Ausführung, an der letztgenannten für 15000 ℳ 3 Parallelwerke mit Anschlufsbuhnen.

Die Canalisirung der Brahe von Bromberg bis Brahnau wurde durch die Fertigstellung der Coupirungen bei Karlsdorf und Brahnau so weit gefördert, dafs im Mai 1879 der Stau hergestellt werden konnte. Die Sicherungsbauten für die Landzunge zwischen Brahe und Weichsel, für welche 12000 ℳ veranschlagt waren, wurden beendet.

3. An der Oder wurden die früher begonnenen Bauten auf der ganzen Stromstrecke lebhaft fortgeführt. Vollendet wurde die auf 10000 ℳ veranschlagte Regulirung unterhalb Cosel mit ca. 3000 ℳ Ersparnifs, die auf 42000 ℳ veranschlagte Regulirung von der Grüneiche-Breslauer Grenze bis zum Steindamme, aus 27 Buhnen mit Steinköpfen und Vorlagen bestehend, die auf 141000 ℳ veranschlagte Regulirung bei Beuthen, aus 34 Buhnen, 1 Coupirung, 2 Leitwerken und 3 Flechtzäunen bestehend, mit 12000 ℳ Ersparnifs.

Neu begonnen wurden im Laufe des Jahres 1879:

die Fortsetzung der Regulirung bei Cosel, 25 Buhnen, auf 10000 ℳ veranschlagt,

die Nachregulirung von Oppeln bis zur Neifsemündung, 247 Buhnenverlängerungen zur Einschränkung des Stromes auf 50 bis 65 m Breite, auf 48000 ℳ veranschlagt,

die Fortsetzung der Regulirung von der Neifsemündung bis zum Paulauer Werder, 182 Buhnenverlängerungen, 86 neue Buhnen, auf 255000 ℳ veranschlagt,

die Regulirung vom Safsler Walde bis Polnisch-Steine, 109 neue Buhnen, 17 Umbauten, auf 276000 ℳ veranschlagt,

die Regulirung von der Reichwalder Grenze bis oberhalb Dyhernfurth durch Einschränkung des 140 m breiten Stromes mittelst 42 Buhnen auf 90, bzw. 60 m Breite, auf 92000 ℳ veranschlagt,

die Regulirung von der Bautker alten Oder bis zum Pechberge 60 Buhnen, auf 120000 ℳ veranschlagt;

die Regulirung bei Rabenau, 28 Buhnen und 6 Schlickfänge, auf 120000 ℳ veranschlagt,

die Nachregulirung vom Winterhafen unterhalb Glogau bis zur Herrendorfer Schleuseninsel, 125 neue Buhnen und Pflasterung der alten Buhnenköpfe, auf 503000 ℳ veranschlagt,

die Regulirung bei Schwetig, 77 Buhnen, auf 401000 ℳ veranschlagt.

Diese Bauten sind zwar noch nicht vollendet, aber doch sämmtlich erheblich gefördert worden. Im Laufe des Baujahrs wurden 97 neue Buhnen ganz oder bis auf geringe Nacharbeiten fertig gestellt. Aufserdem wurden zur Vertiefung der Winterhäfen bei Cüstrin und Kienitz Baggerarbeiten für ca. 20000 ℳ ausgeführt, sowie ein Durchstich von 360 m Länge, 40 m Breite und 2 m Tiefe im oberen Theile der krummen Reglitz bei Gartz, auf 28600 ℳ veranschlagt, in Angriff genommen.

An der Warthe wurden von früher begonnenen Regulirungsbauten im Jahre 1879 vollendet:

die Regulirung bei Marienwalde, 24 Buhnen auf Sinkstücken,

die Regulirung bei Neu-Merine, 21 Buhnen,

und bei Lanske, gleichfalls Buhnen auf Sinkstücken,

bei Hohensee, 39 Buhnen auf Sinkstücken,

bei Puszczykowsko, 55 Buhnen,

bei der Eisenbahnbrücke zu Solec, ein Parallelwerk als Treidelsteg und 4 Anschlufsbuhnen, endlich

bei der Taubenwiese oberhalb Koeltschen, auf 98300 ℳ veranschlagt, wovon ca. 10000 ℳ erspart wurden.

Neu in Angriff genommen wurden 1879:

der Durchstich oberhalb Dembno und 17 Buhnen in der angrenzenden Strecke, auf 33000 ℳ veranschlagt,

Buhnenanlagen bei Krinitze und Neu-Zattum, auf 17400, bzw. 5100 ℳ veranschlagt,

die Regulirung bei Obersitzko und Wronke, 7 neue Buhnen und 69 Buhnenverlängerungen zur Einschränkung des Stromes auf 60 m Breite, auf 19972 ℳ veranschlagt,

die Regulirung bei Tucholle, 11 Buhnenverlängerungen, 14 neue Buhnen, auf 8235 ℳ veranschlagt,

die Regulirung bei Orszechowo, ein 275 m langer Durchstich und 37 Buhnen, auf 34500 ℳ veranschlagt,

die Regulirung bei Dreirädermühle, ein 330 m langer Durchstich und 30 Buhnen, auf 31500 ℳ veranschlagt,

der Durchstich bei Sowinice, 242 m lang, auf 10000 ℳ veranschlagt,

die Regulirung unterhalb der Festungsschleuse bei Posen, 20 Buhnen, auf 11500 ℳ veranschlagt,

die Regulirung zwischen Czernowak und Owinsk, auf 63600 ℳ veranschlagt.

Die meisten der genannten Bauten sind bis auf einzelne Nacharbeiten, welche im Laufe des Jahres 1880 vorgenommen werden können, fertig gestellt.

An der Netze wurden die auf 55000 ℳ veranschlagten Vertiefungsarbeiten zwischen der 10. Schleuse und der Lobsonkamündung, die Buhnenanlagen bei Vordamm und die beiden Durchstiche unterhalb der Dragemündung beendigt.

Neu begonnen wurde der Durchstich zwischen Stat. 124 und 125 oberhalb Walkowitz. Diese Anlage ist auf 16000 ℳ veranschlagt und wird voraussichtlich 1881 beendet werden. Ferner ist einer der beiden auf 21000 ℳ veranschlagten Durchstiche bei Filehne ausgeführt worden.

An der bereits im vorjährigen Rapport beschriebenen Schiffbarmachung der oberen Netze wurde energisch weiter gearbeitet. Die Erd- und Baggerarbeiten der Anfangs- und Endsection sind fast beendet. Die Regulirung der Netze unterhalb Czarnikau wurde durch Vervollständigung des Buhnensystems weitergeführt.

(Schlufs folgt.)

Halle a. S., Buchdruckerei des Waisenhauses.

Digitized by Google

Amtliche Bekanntmachungen.

Im Verfolg der Circular-Verfügung des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 20. Juni 1880 sind betreffs der mittelst Allerhöchster Ordre vom 31. Mai v. J. ergangenen anderweiten Bestimmungen bezüglich der Ausführung von Bauten für Rechnung der Staatskasse oder unter staatlicher Beihilfe, sowie der Superrevision der Projecte und Anschläge von den sonst betheiligten Ministerien die folgenden Rückschreiben resp. besonderen Verfügungen an die Behörden ihres Ressorts erlassen worden:

Ministerium der geistl. etc. Angelegenheiten.

Berlin, den 31. Juli 1880.

Ew. Excellenz beehre ich mich, mit Bezug auf das gefällige Schreiben vom 20. v. Mts. — III 9437 — betreffend die Competenzerweiterung der Provinzialbehörden in Bausachen, ganz ergebenst mitzutheilen, dafs sämmtlichen Behörden meines Ressorts der Circular-Erlafs vom 20. v. Mts. nebst Beilagen zur Kenntnifsnahme und Nachachtung mit der Weisung zugefertigt worden ist, bezüglich der mein Ressort berührenden Bauten in den nach Möglichkeit zu beschränkenden Ausnahmefällen, in welchen nach dem gedachten Erlafs, weil Gefahr im Verzuge vorhanden, eine directe, in eine entsprechende Form zu kleidende Requisition der lediglich den Regierungen etc. unterstellten Localbaubeamten auch fernerhin noch gestattet bleiben soll, den Regierungen gleichzeitig eine ausführliche, die Beurtheilung des Gegenstandes und des Umfanges der Requisition ermöglichende Mittheilung zu machen.

In Vertretung. gez. v. Gofsler.

An den Königlichen Staatsminister und Minister der öffentlichen Arbeiten Herrn Maybach Excellenz.

Justiz-Ministerium.

Berlin, den 24. Juli 1880.

Ew. Hochwohlgeboren übersende ich Abschrift der von dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten mir mitgetheilten Allerhöchsten Ordre vom 31. Mai d. Js. und der darauf ergangenen Verfügung an die Königlichen Regierungen (Landdrosteien etc.) vom 20. Juni d. J., betreffend die Erweiterung der Grenzen, innerhalb deren die Provinzialbaubehörden zur selbstständigen Feststellung und Ausführung der Bauprojecte berechtigt sind, zur Kenntnifsnahme und Nachachtung mit dem Ersuchen, die Ihnen unterstellten Behörden hiernach mit den erforderlichen Anweisungen zu versehen.

Da eine directe Requisition der Localbaubeamten nur in Ausnahmefällen, wenn Gefahr im Verzuge vorhanden, stattfinden soll, so ordne ich hierdurch an, dafs, wenn von dieser Befugnifs Gebrauch gemacht wird, gleichzeitig hiervon der betreffenden Königlichen Regierung (Landdrostei etc.) eine die Beurtheilung des Gegenstandes und des Umfanges der Requisition ermöglichende Mittheilung zu machen ist.

Der Justiz-Minister.

Im Auftrage. gez. Nebe-Pflugstädt.

An die Vorstandsbeamten sämmtl. Königl. Oberlandesgerichte incl. Kammergericht.

Finanz-Ministerium.

Berlin, den 4. September 1880.

Ew. Hochwohlgeboren erhalten hierbei Abschrift einer von dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten an die Königlichen Regierungen etc. gerichteten Verfügung vom 20. Juni d. Js., sowie der Anlagen derselben, zur Kenntnifsnahme. Insoweit diesseits gegebene Vorschriften in Folge der gedachten Verfügung einer Abänderung oder Ergänzung bedürfen, bestimme ich hierdurch das Nachstehende:

1) Bei den Neu- und Reparaturbauten, deren Kosten die Summe von 30000 ℳ nicht übersteigen, bedarf es der Superrevision der Entwürfe und Anschläge in der Regel nicht mehr. Ob dieselbe in einzelnen Fällen auch bei Bauten, welche zu 30000 ℳ oder weniger veranschlagt sind, eintreten soll, ist lediglich von den Beamten der allgemeinen Bauverwaltung zu beurtheilen, und sind daher künftig die Entwürfe und Anschläge bezüglich solcher Bauten nur dann behufs der Superrevision einzureichen, wenn die Königlichen Regierungen (Landdrosteien) dieselbe als erforderlich bezeichnet und die dafür sprechenden Gründe näher dargelegt haben. Diese Gründe sind sodann bei der Einreichung der Entwürfe etc. — welche in solchen Fällen ohne Rücksicht darauf geschehen mufs, ob die Baukosten aus dem zu Ihrer Verfügung stehenden Fonds gedeckt oder von mir besonders bereitgestellt werden — hierher mitzutheilen.

Im Uebrigen ist die Bereitstellung der Mittel auch ferner besonders zu beantragen, sobald der Anschlagsbetrag bei Neubauten die Summe von 3000 ℳ und bei Reparaturbauten die Summe von 9000 ℳ übersteigt.

2) Wenn das Bedürfnifs eintritt, Beamten-Dienstwohnungen neu zu erbauen oder bereits vorhandene zu vergröfsern, so ist künftig vor der Ausführung stets und ohne Rücksicht auf die Höhe des Anschlagsbetrages meine Genehmigung einzuholen.

3) Fortan haben bei Bauten und Reparaturen in den hauptamtlichen Bezirken die Hauptamts-Dirigenten und bei Herstellungen in den Localen und an den Gebäuden der Provinzial-Directionen die Büreauvorsteher für das Rechnungswesen die Prüfung und Bescheinigung der Anschläge und Kostenrechnungen in der Regel zu übernehmen, wenn die Kosten den Betrag von 500 ℳ nicht übersteigen. Im Uebrigen verbleibt es hinsichtlich der auch bei solchen geringen Bauausführungen etwa erforderlich werdenden Mitwirkung der Baubeamten bei den mittelst Verfügung vom 17. Juli 1874 I. 11808/III. 9319 getroffenen Anordnungen.

4) Bei der Verdingung von Lieferungen und Bauausführungen bildet die Anwendung des öffentlichen unbeschränkten Ausgebots-(Submissions- oder Licitations-) Verfahrens nach wie vor die Regel.

Ew. Hochwohlgeboren werden jedoch ermächtigt, bei denjenigen Bauten und Reparaturen, deren Ausführung nicht der Königlichen Regierung (Landdrostei) zu überlassen ist, von der Anwendung des öffentlichen unbeschränkten Aus-

Digitized by Google

gebotsverfahrens ausnahmsweise dann abzusehen, wenn von der Anwendung des beschränkten Ausgebotsverfahrens oder der freihändigen Begebung ein besserer Erfolg zu erwarten ist.

Der Einreichung von Nachweisungen über solche Bauten, bei deren Vergebung ein beschränktes Ausgebotsverfahren oder die Verdingung aus freier Hand zugelassen ist, bedarf es für die Folge nicht mehr.

5) Die definitive Anweisung der für die Ausführung der Steuerbauten entstandenen Kosten, sowie der Abschlagszahlungen auf solche Kosten, erfolgt künftig hier nur in den Fällen, in welchen nach Maafsgabe der Allerhöchsten Ordre vom 31. Mai d. Js. der Bau von mir genehmigt ist und zugleich die Entwürfe und Anschläge der Superrevision zu unterwerfen waren. Ew. Hochwohlgeboren haben demnach von jetzt ab die Anweisung der entstandenen Baukosten und etwaigen Abschlagszahlungen auch in denjenigen Fällen selbstständig zu bewirken, in welchen auf Ihren Antrag für einen bestimmten Bauzweck besondere Mittel aus dem Haupt-Steuer-Baufonds bereitgestellt werden und die Entwürfe etc. der Superrevision nicht bedürfen; es ist aber von jeder Ihrerseits auf den bewilligten Credit definitiv angewiesenen Zahlung behufs der diesseitigen Controlle Anzeige zu machen.

Beträge solcher für bestimmte Bauten bewilligten Credite, welche am Schlusse des Etatsjahrs unverwandt geblieben sind, werden — wie die nicht verbrauchten Beträge des etatsmäfsigen Baufonds der Provinzial-Verwaltung und der zu solchen ausnahmsweise bewilligten Zuschüsse — nicht in Rest nachgewiesen.

6) Insoweit bei Bauausführungen die Mitwirkung der Localbaubeamten in Anspruch zu nehmen ist, haben Ew. Hochwohlgeboren, bezw. die Hauptämter das bezügliche Ersuchen nicht an die gedachten Beamten direct, sondern an die Königlichen Regierungen zu richten. Von dieser Regel darf nur abgewichen werden, wenn nach dem pflichtmäfsigen Ermessen der ersuchenden Behörde Gefahr im Verzuge liegt. Der Königlichen Regierung ist aber in solchen Ausnahmefällen gleichzeitig eine ausführliche, die Beurtheilung des Gegenstandes und des Umfanges der Requisition ermöglichende Mittheilung zu machen.

7) Bezüglich der Ausgaben für Zollkreuzer und Wachtschiffe und deren Ausrüstungsgegenstände finden obige Vorschriften gleichmäfsige Anwendung.

Der Finanz-Minister.
In Vertretung. gez. Meinecke.

An sämmtliche Herren Provinzial-Steuer-Directoren.

Ministerium für Landwirthschaft etc.

Berlin, den 20. August 1880.

Euer .... ersuche ich hierdurch ergebenst, von den Bestimmungen des seitens des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten unterm 20. Juni cr. an sämmtliche Königliche Regierungen und Landdrosteien gerichteten Circular-Rescriptes über die künftige Behandlung der Bauangelegenheiten des Staats auch den Meliorations-Bauinspectoren Ihrer Provinz zur Kenntnifsnahme und Nachachtung Mittheilung zu machen.

Der Minister für Landwirthschaft, Domänen und Forsten.
Im Auftrage. gez. Marcard.

An sämmtliche Herren Oberpräsidenten.

Berlin, den 20. August 1880.

Ueber die künftige Behandlung der Bauangelegenheiten des Staates sind zwischen den betheiligten Ressorts Verhandlungen gepflogen werden, die zu denjenigen Ergebnissen geführt haben, welche die Königliche General-Commission aus dem abschriftlich beigefügten Circular-Rescripte des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 20. Juni cr. ersehen wird. Die Königliche General-Commission wird hierdurch veranlafst, von den darin enthaltenen Bestimmungen Kenntnifs zu nehmen und dieselben, soweit sie auf die bei der Königlichen General-Commission obwaltenden Verhältnisse Anwendung finden, sorgfältig zu beachten. Ganz besonders wird auf diejenige Bestimmung aufmerksam gemacht, nach welcher in den seitherigen Einrichtungen in Betreff der Bereitstellung der Mittel für Neu- und Reparaturbauten Nichts geändert worden, sowie auf diejenigen, welche das Verfahren bei Bauausführungen betreffen, deren Kostenbetrag die Summe von 500 ℳ nicht übersteigt.

Da, wo es auch künftig noch der Zuziehung eines technischen Beamten der allgemeinen Bauverwaltung bedarf, ist der erforderliche Auftrag seitens der Königlichen General-Commission nicht dem betreffenden Localbaubeamten unmittelbar zu ertheilen, sondern die Königliche General-Commission hat die betreffende Königliche Regierung zu ersuchen, den Baubeamten anzuweisen, sich der Ausführung des Auftrages zu unterziehen. Nur, wenn nach dem pflichtmäfsigen Ermessen der Königlichen General-Commission Gefahr im Verzuge liegt, ist eine unmittelbare Requisition des Baubeamten zulässig, in diesem Falle aber der dem Letzteren vorgesetzten Behörde eine ausführliche, die Beurtheilung des Gegenstandes und des Umfanges der Requisition ermöglichende Mittheilung zu machen.

Der Minister für Landwirthschaft, Domänen und Forsten.
Im Auftrage. gez. Marcard.

An die Königliche General-Commission zu Breslau, Frankfurt a/O., Merseburg, Stargard, Hannover, Münster und Cassel.

Berlin, den 20. August 1880.

Unter Bezugnahme auf die Circular-Verfügung des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 20. Juni d. J. (III 9437) benachrichtige ich die Königliche Regierung, dafs die Bestimmungen der Allerhöchsten Ordre vom 31. Mai d. J., nach welchen eine Superrevision der Projecte und Kostenanschläge nur für solche fiscalische Neu- und Reparaturbauten, deren Kosten die Summe von 30000 ℳ übersteigen, bei geringerem Kostenanfwande aber nur unter gewissen Bedingungen ausnahmsweise stattfinden soll, auf alle Bauangelegenheiten im Bereiche der Domänen- und Forstverwaltung gleichmäfsige Anwendung findet.

Damit ich aber in der Lage bleibe, über die Nothwendigkeit und Zweckmäfsigkeit sämmtlicher bedeutenderen Domänen- und Forstbauten, sowie über die Art und Weise der Ausführung derselben die erforderliche Controlle auszuüben und nöthigenfalls eine Aenderung der Bauprojecte herbeizuführen, hat die Königliche Regierung vor Ausführung der betreffenden Bauten die Kostenanschläge nebst Zeichnungen und Situationsplänen in folgenden Fällen im Originale mir zur Einsicht, resp. Genehmigung und Ueberweisung der etwa nicht bereits disponiblen Geldmittel einzureichen:

Digitized by Google

I. für Domänenbauten
in allen denjenigen Fällen, in welchen nach den durch die Geschäftsanweisung für die Königlichen Regierungen vom 31. December 1825 im Abschnitt II sub littr. D. „Neue Anlagen" und „Bau-Angelegenheiten" gegebenen Vorschriften die Ministerial-Genehmigung einzuholen ist;

II. für Forstbauten
a. bei Neubauten bisher nicht vorhanden gewesener oder in Folge von Brand-, Sturm- oder Wasserschäden neu zu errichtender Gebäude,
b. bei allen Erweiterungsbauten
(ad a und b ohne Unterschied des erforderlichen Kostenbetrages),
c. bei andern Neu- und Reparaturbauten, insofern sie die Kostensumme von 3000 ℳ überschreiten.

In den bestehenden Bestimmungen wegen Aufstellung der Domänen- und Forstbaupläne, wegen Disposition über die betreffenden Fonds, Ankaufs superinventarischer Baugegenstände etc. wird hierdurch Nichts geändert, insbesondere verbleibt es hinsichtlich der Forstverwaltung bei den Bestimmungen der Circular-Verfügung vom 30. Januar 1879 (II^b 697).

Diejenigen Verfügungen, durch welche den Localbaubeamten Aufträge wegen Domänen- oder Forstbauten ertheilt werden, sind in der Regel der Regierungs-Abtheilung des Innern zur Mitzeichnung vorzulegen. Sollte dies in Ausnahmefällen, weil Gefahr im Verzuge vorhanden, nicht geschehen können, so sind die betreffenden Verfügungen entweder nach dem Abgange der bezeichneten Regierungsabtheilung zur Kenntnifsnahme mitzutheilen, oder es ist dieser gleichzeitig mit den bezüglichen Requisitionen eine ausführliche, die Beurtheilung des Gegenstandes und des Umfanges desselben ermöglichende Benachrichtigung zu geben.

Im Uebrigen verweise ich bezüglich der Mitwirkung der Baubeamten bei Veranschlagung, Revision und Abnahme von fiscalischen Bauten, der Verdingung derselben etc. auf die Bestimmungen ad 1 bis 4 der Eingangs erwähnten Circular-Verfügung des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten, welche im Einverständnifs mit mir erlassen worden und in allen Bauangelegenheiten im Ressort der Domänen- und Forst-Verwaltung gleichmäfsig zu beachten sind.

Der Minister für Landwirthschaft, Domänen und Forsten.
Im Auftrage. gez. Schartow.

An sämmtliche Königliche Regierungen, ausschliefslich derjenigen zu Cöln, Wiesbaden und Sigmaringen.

Berlin, den 11. October 1880.

Auf den gefälligen Bericht vom 15. v. Mts. — P. 799 — veranlasse ich Euer Hochwohlgeboren, die dortige Königliche Finanz-Direction anzuweisen, die Bestimmungen der mitgetheilten Circular-Verfügung des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 20. Juni cr. (III. 9437) und meiner gleichfalls übersandten Circular-Verfügung an die Königlichen Regierungen vom 20. August cr. — II. 7604/III. 5881 — auch bei der Bearbeitung der Domänen- und Forstbausachen in dortiger Provinz zu beachten.

Bei der Absendung der Aufträge der Königl. Finanz-Direction an die Localbaubeamten ist das bisherige Verfahren, nach welchem die qu. Aufträge in der Regel mittelst Briefumschlags an die betreffenden Landdrosteien abgesandt worden sind, beizubehalten.

Der Minister für Landwirthschaft, Domänen und Forsten.
gez. Lucius.

An den Präsidenten der Königlichen Finanz-Direction, Herrn Lentz Hochwohlgeboren zu Hannover.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 24. November 1880, die Bestimmung betreffend, dafs bei Berechnung des Reisekosten-Zuschusses in allen Fällen der thatsächliche Wohnsitz der Localbaubeamten zu Grunde zu legen ist.

In wiederholten Fällen ist Localbaubeamten widerruflich gestattet worden, ihren Wohnsitz an einem anderen, als dem etatsmäfsigen Stationsorte zu nehmen, und ist dabei über die Berechnung des denselben bei Reisen von über $18,_{75}$ km Entfernung vom Wohnorte gebührenden Reisekosten-Zuschusses von 6 ℳ täglich je nach Lage des Falles von mir besondere Entscheidung getroffen worden. Zur Beseitigung der aus diesem Verfahren entstandenen mannigfachen Unzuträglichkeiten bestimme ich im Einvernehmen mit der Königl. Ober-Rechnungskammer, dafs fortan in allen Fällen, in welchen einem Baubeamten gestattet worden ist, an einem anderen, als dem etatsmäfsigen Stationsorte zu wohnen, der Berechnung des Reisekosten-Zuschusses stets der thatsächliche Wohnsitz zu Grunde zu legen ist, ohne Rücksicht darauf, ob der neue Wohnsitz innerhalb oder aufserhalb des Dienstkreises sich befindet.

Im Uebrigen ist streng daran festzuhalten, dafs eine Verlegung des Wohnsitzes, welche, wenn sie nach Lage der Umstände voraussichtlich eine dauernde ist, auch die anderweite etatsmäfsige Stationirung des Baubeamten erfordert, nicht wegen persönlicher Wünsche und Verhältnisse des letzteren, sondern nur dann in Antrag zu bringen ist, wenn das in einem jeden einzelnen Falle näher nachzuweisende dienstliche Interesse dazu genügenden Anlafs bietet.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
gez. Maybach.

An sämmtliche Königliche Regierungen u. Landdrosteien (excl. Sigmaringen) und die Herren Chefs der Oder-, Elb- u. Rhein-Strom-Bauverwaltungen.

Circular-Erlafs d. d. Berlin den 6. December 1880, die Bestreitung der Kosten der Schreib- und Zeichenmaterialien und sonstigen Büreaubedürfnisse der Localbaubeamten betreffend.

Seitens der Königlichen Ober-Rechnungskammer sind wiederholt Ausgaben für Schreib- und Zeichenmaterialien und sonstige Büreaubedürfnisse, welche von den Baubeamten auf Baufonds zur Zahlung angewiesen waren, beanstandet worden, und es hat in den zu meiner Entscheidung verstellten Fällen mehrfach die geschehene Uebernahme solcher Kosten auf Staatsfonds als unzulässig bezeichnet und deren Einziehung von dem betreffenden Baubeamten verfügt werden müssen. Ich finde mich daher veranlafst, zur Vermeidung von Unzuträglichkeiten und Zweifeln, unter Aufhebung des Circular-Erlasses vom 26. März 1849 (Min.-Blatt für d. i. Verwalt. S. 48) das Nachstehende zu bestimmen:

Digitized by Google

Sämmtliche Kosten der Schreib- und Zeichenmaterialien und sonstigen Büreaubedürfnisse der Localbaubeamten sind der Regel nach aus den Dienstaufwandsentschädigungen derselben zu bestreiten, und es hat die Uebernahme auf die Staatskasse nur dann zu erfolgen, wenn Neubauten oder Unterhaltungsarbeiten von aufsergewöhnlichem Umfange auszuführen sind.

Liegt ein solcher Fall nach der Ansicht des Baubeamten vor, so hat derselbe durch Vermittelung der vorgesetzten Dienstbehörde zu der Verausgabung meine ausdrückliche Genehmigung, und zwar vorher nachzusuchen. Als eine solche Genehmigung ist es nicht anzusehen, wenn etwa in einem superrevidirten Anschlage ein hierfür vorgesehener besonderer Aufwand unbeanstandet geblieben ist.

Sofern die Uebernahme derartiger Kosten auf die Staatskasse für einen bestimmten Bau von mir genehmigt worden, ist seitens des Baubeamten auf den Beläge unter Bezeichnung des Datums des betreffenden Erlasses zu bezeugen, dafs die fraglichen Gegenstände lediglich zu Zwecken des vorliegenden Baues angeschafft und dazu vollständig verwandt sind.

Die Königliche Regierung hat den Baubeamten Abschrift dieses Erlasses zur Nachachtung mit dem Bedeuten mitzutheilen, dafs eine nachträgliche Genehmigung zur Bestreitung solcher Kosten aus Baufonds für künftige Fälle nur noch dann ertheilt werden wird, wenn die Unterlassung der rechtzeitigen Einholung meiner Genehmigung in besonderen, dem Baubeamten nicht zur Last fallenden Umständen Entschuldigung findet.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage. gez. Schultz.

An die Königl. Regierungen und Landdrosteien, die Königl. Strom-Bauverwaltungen zu Breslau, Magdeburg u. Coblenz und die Königl. Ministerial-Bau-Commission hier.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 21. December 1880, betreffend die Betheiligung der gerichtlichen Calculaturbeamten bei Feststellung der Kostenanschläge für Justizbauten.

Aus Anlafs eines Specialfalles hat die Königliche Regierung in einem an die Vorstandsbeamten des Oberlandesgerichts zu N. N. gerichteten Schreiben vom 5. October d. Js. das Verlangen gestellt, dafs bei der Vorbereitung von Justizbauten in Gemäfsheit des §. 11 der von dem Herrn Justizminister erlassenen allgemeinen Verfügung vom 14. Juli 1874 nach bewirkter technischer Prüfung der stabilen Maafse und Preise eines Kostenanschlags durch den Regierungs- und Baurath die demnächstige gesammte mit der Feststellung des Anschlags noch verbundene Rechnungs-Operation lediglich von Seiten eines gerichtlichen Calculaturbeamten zu erfolgen habe.

Mit einer derartigen weitgehenden Auslegung des §. 11 der vorbezeichneten Verfügung haben sich die betreffenden Justizbehörden nicht einverstanden erklärt, und es ist diese Angelegenheit in Folge dessen zu meiner Kenntnifs und Entscheidung gebracht worden.

Im Einverständnifs mit dem Herrn Justizminister wird die Bestimmung im §. 11 der Circular-Verfügung vom 14. Juli 1874 nunmehr dahin declarirt, dafs die Thätigkeit der gerichtlichen Calculaturbeamten bei der Feststellung der Kostenanschläge sich lediglich auf die Festsetzung der Geldberechnung — also die Multiplication der Vordersätze mit den zugehörigen Einheitspreisen und die demnächstige Summirung dieser Zahlen — zu erstrecken hat, dafs dagegen in Gemäfsheit des diesseitigen Circular-Erlasses vom 17. März 1875 — III. 3310 — vorher die Feststellung der Vordersätze unter bautechnischer Controlle von Seiten des betreffenden Regierungs- und Bauraths oder dessen Hilfsarbeiters durch die Calculaturbeamten der Königlichen Regierung zu bewirken ist.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage. gez. Schultz.

An die sämmtlichen Königlichen Regierungen und Landdrosteien, sowie an die Königl. Ministerial-Bau-Commission hier.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 17. Januar 1881, die Begründung etc. des neuen bautechnischen Journals „Centralblatt der Bauverwaltung“ betreffend.

Die im Jahre 1851 ins Leben gerufene „Zeitschrift für Bauwesen“, in erster Linie für die Veröffentlichung bereits ausgeführter fiscalischer Bauwerke oder wichtiger Privatbauten bestimmt, kann mit Rücksicht auf die schwierige Herstellung der grofsen Zahl jährlich beizugebender Kupfertafeln nur in gröfseren Zwischenräumen erscheinen und ist in Folge dessen oft nicht im Stande, Abhandlungen von nur vorübergehendem Interesse oder solche, deren baldige Publication aus anderen Gründen erwünscht ist, rechtzeitig zu veröffentlichen. Dazu kommt, dafs die Zeitschrift in ihrem jetzigen Umfange die Menge des ihr zufliefsenden Materials kaum zu bewältigen vermag.

Ich habe deshalb beschlossen, unter dem Titel „Centralblatt der Bauverwaltung“ noch ein weiteres bautechnisches Journal zu begründen, welches, vom 1. April d. J. ab wöchentlich in einer Stärke von mindestens einem Bogen gr. 4°-Format mit Kupfertafeln und Holzschnitten erscheinend, die Zeitschrift für Bauwesen zu entlasten und zu ergänzen bestimmt ist. Dasselbe wird, aus einem amtlichen und einem nicht amtlichen Theile bestehend, neben wichtigen auf die Bauverwaltung bezüglichen Erlassen, sowie neben den Nachrichten über Personalveränderungen bei den Baubeamten Abhandlungen über bemerkenswerthe Bauausführungen jeder Art sowie sonstige Mittheilungen von Bedeutung aus allen Gebieten der Bautechnik bringen; dem Hauptblatt wird ein Inseraten-Anzeiger beigegeben.

Das neue Journal wird der Königlichen Regierung in derselben Anzahl von Exemplaren wie die Zeitschrift für Bauwesen zugehen. Jedoch erfolgt die Uebersendung, um eine thunlichst schnelle Zustellung zu ermöglichen, durch die Verlagshandlung von Ernst & Korn hierselbst direct an die einzelnen Dienststellen.

Im Anschlufs hieran bestimme ich in Erweiterung des Circular-Erlasses vom 8. December 1854, III. 9104, dafs sämmtliche Baubeamte gehalten sind, Mittheilungen, welche sie über in der Vorbereitung oder Ausführung begriffene oder bereits vollendete fiscalische Bauausführungen oder über solche Bauten, deren Kosten der Fiscus nur zum Theil hergiebt, mit oder ohne Zeichnungen veröffentlichen wollen, ferner zu gleichem Zwecke verfafste bauwissenschaftliche Abhandlungen, zu denen sie das Material in Ausübung ihres

Digitized by Google

Amts oder unter Beihilfe des Staats gesammelt haben, zunächst der Zeitschrift für Bauwesen oder dem Centralblatt der Bauverwaltung zur Publication anzubieten. Zugleich spreche ich den Wunsch aus, dafs auch zur Veröffentlichung von Aufsätzen privater Natur die gedachten Zeitschriften von den Baubeamten in erster Linie gewählt werden. Hinsichtlich des zu zahlenden Honorars bleibt es denselben überlassen, sich mit der betreffenden Redaction zu einigen. Da sich nicht von vornherein übersehen läfst, für welches der Journale die in Frage kommende Mittheilung etc. geeignet ist, so sind sämmtliche Einsendungen der Redaction der Zeitschrift für Bauwesen zu übermitteln, welche demnächst das Weitere zu veranlassen hat. Wird die Veröffentlichung von eingereichten Ausarbeitungen aus irgend einem Grunde nicht für angezeigt erachtet, so soll für möglichst baldige Rücksendung Sorge getragen werden, und steht es dann dem Verfasser frei, auf anderem Wege nach Einholung meiner Genehmigung mit der Publication vorzugehen.

Ferner gebe ich der Königlichen Regierung hiermit auf, Inserate jeder Art, welche sich auf die Ausführung und Unterhaltung von Bauten, wie Verdingung von Arbeiten und Materialien, Heranziehung von technischen Hilfskräften etc. beziehen, und deren umfassendere Verbreitung im fiscalischen Interesse erwünscht ist, in dem mit dem neuen Journal zugleich erscheinenden „Anzeiger" abdrucken zu lassen. Diese Inserate, welche die Verlagshandlung verpflichtet ist, gegen eine Entschädigung von $0,_{30}$ ℳ für die einmal gespaltene Petitzeile aufzunehmen, sind jedoch behufs Herabminderung der Kosten thunlichst kurz zu fassen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

gez. Maybach.

An sämmtliche Königliche Regierungen, Landdrosteien und Eisenbahn-Directionen, sowie an die Königliche Ministerial-Bau-Commission und das Königliche Polizei-Präsidium hierselbst.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 20. Januar 1881, zur Klarlegung von Meinungsverschiedenheiten betreffs derjenigen Bestimmungen des Circular-Erlasses vom 20. Juni v. J., welche die Herbeiführung einer Geschäftserleichterung für die Kreisbaubeamten bezwecken.

Bei Anwendung derjenigen Bestimmungen meines Circular-Erlasses vom 20. Juni v. J. (III. 9437), welche die Herbeiführung einer Geschäftserleichterung für die Kreisbaubeamten bezwecken, sind Meinungsverschiedenheiten darüber hervorgetreten, ob bei kleineren Reparaturen an verschiedenen Gebäuden desselben fiscalischen Dienst-Etablissements die nach Nr. 1 a. a. O. die Mitwirkung des betreffenden Kreisbaubeamten bedingende Grenze von über 500 ℳ nach dem Kostenaufwande für das gesammte Dienst-Etablissement oder nach demjenigen für das einzelne Gebäude zu bemessen sei.

Ich nehme hieraus Veranlassung, die fragliche Bestimmung dahin zu erläutern, dafs nach der derselben zu Grunde liegenden Absicht die letztere der beiden vorstehend angeführten Annahmen die zutreffende ist, und dafs demgemäfs in Fällen der hier gedachten Art eine Mitwirkung des Kreisbaubeamten dann nicht einzutreten hat, wenn die Kosten der an oder in je einem einzelnen Gebäude des betreffenden Dienst-Etablissements erforderlichen bezw. ausgeführten Reparaturen den Betrag von 500 ℳ nicht übersteigen.

Den betheiligten Behörden des dortigen Verwaltungsbezirks, sowie den übrigen Abtheilungen des Regierungs-Collegiums — welche ihre Aufträge an die Kreisbaubeamten nach Punkt 4 (Seite 8) des Erlasses vom 20. Juni v. J. in der Regel nur durch Vermittelung bezw. unter Mitzeichnung der Regierungs-Abtheilung des Innern erlassen sollen — wird letztere bei geeignetem Anlafs von der vorstehenden Erläuterung Kenntnifs zu geben haben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage. gez. Schultz.

An die sämmtlichen Königlichen Regierungen (ausschliefslich derjenigen zu Danzig) und Landdrosteien, sowie an die Königl. Ministerial-Bau-Commission und das Königl. Polizei-Präsidium hier.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 20. Januar 1881, die Bestimmungen betreffend, inwieweit die Thätigkeit der Staatsbaubeamten bei den Kirchen-, Pfarr- und Schulbauten in Anspruch zu nehmen ist.

Aus Anlafs mehrfacher durch die neuere Gesetzgebung entstandener und hier zur Sprache gebrachter Bedenken, inwieweit die Thätigkeit der Staatsbaubeamten bei den Kirchen-, Pfarr- und Schulbauten in Anspruch zu nehmen sei, eröffnen wir dem Königlichen Consistorium Folgendes:

Die Aenderungen in der Aufsicht über das Kirchenwesen, welche durch die neuere Gesetzgebung herbeigeführt sind, haben eine Aenderung der bisherigen gesetzlichen Verpflichtungen der Staatsbaubeamten in Beziehung auf ihre Mitwirkung bei den Kirchen-, Pfarr- und Schulhausbauten nicht zur Folge gehabt.

Hinsichtlich der formellen Behandlung der seitens der Kirchen- und Schulbehörden ergehenden Requisitionen, sowie der von den Baubeamten zu bewirkenden Ausarbeitungen und der nach dem Kostenbetrage und der Bedeutung des Bauobjects in Anspruch zu nehmenden Mitwirkung der Baubeamten ist die von mir, dem mitunterzeichneten Minister der öffentlichen Arbeiten in Uebereinstimmung mit den übrigen Herren Ressort-Chefs erlassene Circular-Verfügung vom 20. Juni v. Js. — III. 9437 — maafsgebend.

Von Amts wegen und ohne besondere Entschädigung sind die Königlichen Baubeamten gehalten, bei Kirchen-, Pfarr- und Schulbauten selbst in dem Falle, dafs der Staat pecuniär bei den Bauten nicht betheiligt ist, mitzuwirken, wenn ihre Inanspruchnahme auf Grund des den Kirchen- und Schulbehörden zustehenden Ober-Aufsichtsrechts sich als unumgänglich nothwendig erweist. Die Ausübung dieses Rechts wird sich, soweit dabei die Baubeamten zur Mitwirkung in Anspruch genommen werden, innerhalb der Grenzen halten, in welchen dasselbe vor dem Erlafs des Gesetzes vom 3. Juni 1876 — Ges. S. 1876, S. 125 ff. — von den Königlichen Regierungen in der Hauptsache durch die Prüfung der Projecte in landespolizeilicher Beziehung geübt wurde. Es wer-

Digitized by Google

den die Königlichen Regierungen bei den an sie gelangenden Ersuchen um Vermittelung der Requisitionen an die Baubeamten sorgfältig zu erwägen haben, ob und in wie weit im gegebenen Falle das landespolizeiliche Interesse ausschliefslich und derart in Frage steht, dafs die Inanspruchnahme eines Königlichen Baubeamten unbedingt geboten ist und nicht etwa die Erledigung anderen Sachverständigen übertragen werden kann, die seitens der Gemeinden oder sonstigen Bauverpflichteten gestellt werden. Requisitionen zur Ausführung von Reisen, für welche eine Entschädigung nicht gewährt werden kann, sind zu vermeiden.

Die Baubeamten sind ferner ohne Weiteres von Amts wegen und in dem bisherigen Umfange bei allen Kirchen-, Pfarr- und Schulbauten einzutreten verpflichtet, bei deren Kosten Fiscus entweder principaliter oder subsidiär betheiligt ist, insonderheit bei den Bauten fiscalischen Patronats und denjenigen, deren Kosten ganz oder theilweise aus, unter Staatsverwaltung stehenden Stiftungsfonds gedeckt werden; ferner bei den Bauten, zu welchen wegen Dürftigkeit der Bauverpflichteten eine Betheiligung des Staats in Form einer Gnaden-Unterstützung eintritt, und endlich bei den Bauten, an welchen Fiscus als Grundherr durch Naturalabgabe von Bauholz oder sonstigem Baumaterial Theil nimmt.

Bei den vorgedachten, aus Königlichen Patronats- oder unter Staats-Verwaltung stehenden Stiftungsfonds erfolgenden Bauten sind die Königlichen Baubeamten zu sämmtlichen mit denselben verbundenen bautechnischen Leistungen in dem Umfange und in der Art und Weise, wie sie für die Staatsbauten ganz allgemein vorgeschrieben sind, verpflichtet.

Bezüglich der mit Gnaden-Unterstützungen erfolgenden Bauten ist, soweit es sich um Projectirungs- und Veranschlagungs-Arbeiten handelt, nach Maafsgabe der Circular-Erlasse der Minister der geistlichen-, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten und der Finanzen vom 12. September 1842 und der genannten Minister und des Ministers für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten vom 9. Januar 1873 (Min.-Bl. d. i. V. 1873 S. 51) zu verfahren. Nach erfolgter Ausführung des Baues ist die Abnahme desselben durch den Baubeamten zu bewirken und das bezügliche Attest darüber auszustellen.

Für die Bauten, zu welchen Fiscus als Grundherr Natural-Lieferungen zu leisten hat, haben die Baubeamten in der gemäfs Circular-Erlafs vom 20. Juni v. Js. gegebenen Beschränkung auf Grund der von den Baupflichtigen zu beschaffenden Baupläne und Kostenanschläge die genaue Berechnung der zum Bau abzugebenden Hölzer (Designationen) oder sonstigen Materialien festzustellen und nach erfolgter Vollendung des Baues die Verwendung der betreffenden Materialien zu controlliren, beziehungsweise zu attestiren. — Die Anfertigung von Skizzen, Bauplänen und Anschlägen für die Ausführung von Kirchen, Pfarr- und Schulhäusern, bei denen Fiscus pecuniär nicht betheiligt ist, liegt den Baubeamten nicht ob, auch dann nicht, wenn die Gemeinden etwa aus eigener Initiative Gesuche um fiscalische Beihilfe an des Kaisers und Königs Majestät oder an die Behörden zu richten beabsichtigen und zur Begründung derselben der Beifügung von Plänen und Anschlägen bedürfen sollten.

Uebernimmt der Baubeamte auf Ansuchen der Gemeinden dergleichen Projectirungs- und Veranschlagungs-Arbeiten, so ist er berechtigt, dafür Gebühren zu liquidiren.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
gez. Maybach.

Der Minister der geistlichen, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten.
gez. von Puttkamer.

An die Königlichen Consistorien und Provinzial-Schulcollegien in den 9 älteren Provinzen, sowie an sämmtliche Königl. Regierungen und Landdrosteien und an die Königl. Ministerial-Bau-Commission hierselbst.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 23. Februar 1881, eine irrthümliche Auffassung des Absatzes 4 im Circular-Erlafs vom 17. Januar d. J. über das Centralblatt der Bauverwaltung betreffend.

Der Absatz 4 meines Circular-Erlasses vom 17. v. M. (III 18574/II a (b) 540), durch welchen die Mitwirkung und Unterstützung der Baubeamten für das neue bautechnische Journal, das Centralblatt der Bauverwaltung, das vom 1. April d. J. ab neben der Zeitschrift für Bauwesen in meinem Ministerium herausgegeben werden soll, in Anspruch genommen wird, ist mehrfach mifsverständlich aufgefafst worden.

Zur Beseitigung dieser irrthümlichen Auffassung und zur Klarstellung der Sache bemerke ich deshalb ausdrücklich, dafs der Schlufssatz in dem vierten Alinea dieses Erlasses, wonach, wenn die Veröffentlichung von eingereichten Ausarbeitungen in den amtlichen Blättern nicht für angezeigt erachtet wird, für möglichst baldige Rücksendung Sorge getragen werden und es dann den Verfassern frei stehen soll, auf anderem Wege nach Einholung meiner Genehmigung mit der Publication vorzugehen, lediglich sich bezieht auf die Mittheilungen, welche die Baubeamten über in der Vorbereitung oder Ausführung begriffene oder bereits vollendete fiscalische Bauausführungen oder über solche Bauten, deren Kosten der Fiscus zum Theil hergiebt, veröffentlichen wollen, und die zu gleichem Zwecke verfafsten bauwissenschaftlichen Abhandlungen, zu denen sie das Material in Ausübung ihres Amtes oder unter Beihilfe des Staats gesammelt haben, nicht aber auf die zur Veröffentlichung bestimmten Aufsätze privater Natur, deren Einsendung an die Redaction der Zeitschrift für Bauwesen und des Centralblatts der Bauverwaltung in das freie Belieben der Verfasser gestellt und nur für wünschenswerth erklärt worden ist.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
gez. Maybach.

An die sämmtlichen Königlichen Regierungen, Landdrosteien und Eisenbahndirectionen sowie an die Königliche Ministerial-Bau-Commission und das Königliche Polizei-Präsidium hierselbst.

Personal-Veränderungen bei den Baubeamten.

(Mitte März 1881.)

Des Kaisers und Königs Majestät haben die nachbenannten Abtheilungs-Dirigenten bei den Königl. Eisenbahn-Directionen und zwar:

Digitized by Google

die Geheimen Regierungsräthe Funk und Lohse in Cöln, Grotefend in Breslau und Brandhoff in Elberfeld,

sowie die Regierungs- und Bauräthe Stute in Magdeburg und Schmeltzer in Bromberg zu Ober-Bauräthen mit dem Range der Ober-Regierungsräthe zu ernennen geruht.

Ferner ist der Betriebsdirector, Eisenbahn-Bauinspector Garcke in Görlitz zum Regierungs- und Baurath ernannt worden.

Dem Regierungs- und Baurath Borggreve in Düsseldorf ist der Charakter als Geheimer Regierungsrath, sowie den Kreis-Bauinspectoren:

de Rège in Wittenberg,
Fromm in Neustadt W/Pr.,
Ammon in Schlochau,
Hannig in Beuthen O/S.,
Knorr in Breslau,
Schmundt in Graudenz,
Caesar in Arnsberg und
Haarmann in Bochum

der Charakter als Baurath verliehen worden.

Ernennungen und Anstellungen:

Der Land-Baumeister Hofmann bei der Universität in Greifswald ist zum Land-Bauinspector ernannt.

Ferner ist

der Regierungs-Baumeister Blau als Bauinspector und Zeichnenlehrer bei der Landesschule Pforta,

der Regierungs-Baumeister Holtgreve als Kreis-Bauinspector in Naugard und

der Regierungs-Baumeister Mehns zu Berlin als Kreis-Bauinspector in Pr. Stargard angestellt worden.

Versetzungen etc.

Der Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector Balthasar ist von Sommerfeld nach Sorau,

der Regierungs- und Baurath Schulze von Arnsberg nach Erfurt,

der Kreis-Bauinspector Linker von Pr. Stargard nach Züllichau versetzt.

Dem Kreis-Bauinspector Zweck zu Coblenz ist gestattet worden, seinen Wohnsitz vom 1. April 1881 ab nach Andernach zu verlegen, ebenso

dem Kreis-Bauinspector Westphal von Zellerfeld nach Clausthal a/Harz.

Gestorben sind:

der Regierungs- und Baurath Bruns in Erfurt,
der Wasser-Bauinspector Genth in Ruhrort und
der Kreis-Bauinspector Ebel in Züllichau.

Bauwissenschaftliche Mittheilungen.

Original-Beiträge.

Die neue Strafanstalt am Plötzen-See bei Berlin.

(Schlufs. Mit Zeichnungen auf Blatt 35 bis 37 im Atlas.)

Die Beamtenwohnhäuser. (Blatt 35.)

Die entfernte Lage des Etablissements von Berlin und den umliegenden bewohnten Orten machte es nothwendig, die zur Anstalt gehörigen angestellten Beamten in unmittelbarer Nähe derselben unterzubringen. Demgemäfs sind die Beamtenwohnhäuser aufserhalb der Umwährungsmauern der Anstalt an der vor derselben belegenen „Spandauer Strafse" und an zwei Nebenstrafsen der letzteren errichtet. Zu unterscheiden sind hierbei:

a. die Gebäude für den Director und die höheren Beamten (Inspectoren etc.) und

b. die Gebäude für Unterbeamte (Aufseher etc.).

Der Director bewohnt das erste Gebäude links vom Thorgebäude, der stellvertretende Director (Oberinspector) das erste Inspectorenhaus, welches rechts, dem Thorgebäude zunächst, belegen ist. Die Aufseherhäuser stehen zusammen und von den Inspectorenwohnhäusern getrennt an einer der Nebenstrafsen (cfr. den Situationsplan Blatt 49, Jahrg. 1877).

Die Gebäude an der Hauptstrafse sind nur in zwei Geschossen aufgeführt, die übrigen haben der Kostenersparnifs wegen noch ein drittes Geschofs erhalten, so das achte Inspectorenwohnhaus und die Aufseherhäuser Nr. 4, 5, 8 und 9.

Dem Bedürfnifs zu genügen, sind folgende Wohnungen eingerichtet:

1 Wohnung für den Director,
25 Wohnungen verschiedener Gröfse für den Oberinspector, die übrigen Inspectoren, die Geistlichen, den Rendanten und den Ingenieur etc.,
88 kleine Wohnungen für die Aufseher, den Maschinisten, den Gasmeister etc.,
1 Wohnung für den Pförtner im Thorgebäude.

Jedem Beamtenwohnhause ist ein kleines Stallgebäude zugetheilt, welches für jede Familie gesondert ein Closet, ein Holzgelafs und einen Standplatz für eine Ziege resp. Kuh enthält.

Die Wohnhäuser sind in den Wänden durchweg massiv, mit Schieferdach, überwölbtem Keller und mit Balkendecken in den Etagen erbaut. In den Wohnungen der Oberbeamten sind die besseren Räume tapeziert und an den Decken mit einfacher Malerei versehen, in allen übrigen Räumen aber, sowie in den Aufseherwohnungen überhaupt, sind die Wände und Decken mit Leimfarbe gestrichen.

Die Erwärmung erfolgt überall durch Kachelöfen. In den Kellern und Böden sind für jede Familie besondere Abtheilungen hergestellt; aufserdem befindet sich in jedem Hause ein gemeinschaftlicher Waschkeller mit Zubehör und

Digitized by Google

ein gemeinschaftlicher Trockenboden. Zu sämmtlichen Beamtenwohnhäusern gehören einfache Gartenanlagen und kleine Höfe mit gemeinschaftlicher Asch- und Müllgrube. Die Gärten und Höfe sind nach der Strafse durch schmiedeeiserne Gitter auf massivem Unterbau und zwischen gemauerten Pfeilern abgeschlossen.

Dem Bedürfnifs und dem Range der Beamten entsprechend sind die einzelnen Wohnungen in Betreff der Zahl und Gröfse der Zimmer verschiedenartig eingerichtet. Einzelne Wohnungen, deren Anordnung sich als zweckmäfsig bewährt hat, sind in den Grundrifsskizzen auf Blatt 35 zur Darstellung gebracht.

Die Arbeitsbaracken. (Bl. 35.)

Für die beiden ersten Gefängnisse mit gröfstentheils gemeinsamer Haft sind 5 Arbeitsbaracken errichtet, von denen zwei auf den Höfen des ersten und zweiten Gefängnisses, zwei auf den zur Koch- und Waschküche gehörigen Höfen und die fünfte auf dem freien Terrain rechts vom Betriebsgebäude liegen.*)

Die vier ersten, in Construction und Anordnung ziemlich gleichartigen Baracken lehnen sich mit je zwei Seiten an die Umwährungsmauern an und sind massiv, ohne Keller, eine Etage hoch, mit Zinkdach erbaut. Sie bilden gröfsere, oblonge Räume von je 765 qm Grundfläche zwischen den Frontmauern und sind durch Brettwände in Werkstätten verschiedener Gröfse und in kleinere Cabinette eingetheilt; letztere werden als Depots und Comtoirs für Werkmeister verwendet.

Die fünfte Baracke von etwas gröfseren Abmessungen und anderer Grundform zeigt zwei gröfsere Arbeitsräume von je 385 qm Grundfläche, welche vermiethet werden, ferner eine Tischlerei und Schlosserei für Anstaltszwecke mit den erforderlichen Nebenräumen (Schmiede, Leimküche etc.) und zwei Büreaus für den Oekonomie-Inspector und den Anstalts-Ingenieur. Diese Baracke ist durchweg unterkellert und bietet ausreichenden Raum für gröfsere Wintervorräthe; sie ist mit Dachpappe gedeckt und, abgesehen vom Mittelbau, der einen ausgebauten Dachbodenraum erhalten hat, ebenfalls nur ein Geschofs hoch.

Die fünf Baracken finden neben den Anstaltswerkstätten in der Weise Verwendung, dafs in ihnen Gefangene unter Anleitung von freien Werkmeistern durch gröfsere Unternehmer gegen entsprechende, an die Direction zu zahlende Entschädigung beschäftigt werden.**) Die Unternehmer haben alle für ihre Werkstätten erforderlichen Einrichtungen, als Schmieden, Herde, Drehbänke, Werkzeuge etc., auf eigne Kosten herzustellen resp. zu liefern, auch für Beleuchtung und Heizung der von ihnen gemietheten Locale zu sorgen.

Von Interesse ist die Bemessung des Flächenraumes für die einzelnen Arbeitsplätze und Industriezweige. Es werden in den 5 Baracken im Ganzen 830 Gefangene beschäftigt, welche pro Kopf folgende Arbeitsplätze (ohne Berücksichtigung der Depots und Comptoirs) gebrauchen:

Bilderrahmen-Arbeiter	12,28 qm
Steinpapp-Arbeiter	7,79 „
Bilderrahmen-Vergolder	6,64 „
Buchbinder	3,10 „
Leistenvergolder	5,16 „
Gürtler	4,75 „
Album-Arbeiter	2,19 „
Handschuhmacher	2,99 „
Blumenblätter-Arbeiter	2,45 „
Strumpfstricker (mit Maschinen)	3,13 „
Dütenkleber	2,89 „
Federsortirer	1,77 „
Schneider	4,55 „
Schlosser	5,62 „
Tischler	7,79 „
Klempner	6,54 „

Dividirt man die Gesammtfläche aller Arbeitsplätze durch 830 participirende Gefangene, so ergiebt sich für die durchschnittliche Arbeitsfläche pro Kopf eine Gröfse von 3,94 qm, ohne Berücksichtigung der zugehörigen Lagerräume und Comptoirs, und von 4,35 qm mit diesen Nebenräumen. Da die mittlere Etagenhöhe der Baracken 4,2 m beträgt, so ergeben sich als Luftraum pro Arbeitsplatz 16,55 cbm.

Die Beleuchtung der Baracken erfolgt durch zahlreiche seitliche Fenster in angemessener Höhe, vorwiegend aber durch gröfsere Oberlichte.

Durch ausreichende Heizung der Werkstätten mit grofsen Coaksschütt- resp. Ziegelöfen ist auch der Arbeitsbetrieb im Winter ermöglicht.

Die Anhäufung zahlreicher Menschen, welche, oft bei Bearbeitung stark riechender Stoffe, sich in voller Thätigkeit befinden, bewirkt eine grofse Verunreinigung der Luft, und mufsten deshalb entsprechende Vorkehrungen für die Ventilation der Räume getroffen werden. Es sind zu diesem Zweck die Oberlichte und Seitenfenster überall mit Luftflügeln versehen; an der Decke jeder Werkstatt befinden sich gröfsere Luftschächte, mit Deflectoren bekrönt; im Sommer werden die Holzthüren beseitigt und durch eiserne Gitterthüren ersetzt; endlich befinden sich neben den Rauchröhren kleinere Abzugsschlote. Trotzdem läfst die Beschaffenheit der Luft noch Manches zu wünschen übrig.

Für die Baracken sind auf den zugehörigen Höfen kleine Latrinengebäude hergestellt, mit gesonderten Aborten für das Aufsichtspersonal und die Gefangenen.

Die Isolirspazierhöfe. (Blatt 36.)

Die Isolirspazierhöfe gruppiren sich, durch radiale Mauern begrenzt, um centrale Beobachtungsthürme, welche im oberen Theile die Aufenthaltsräume für die Aufseher, im unteren Localitäten für Geräthschaften enthalten. Derartige Höfe sind erbaut für die in Isolirhaft befindlichen Bewohner des dritten Gefängnisses und des Gefängnisses für Jugendliche. Die Anordnung der Höfe in vier verschiedenen Gruppen ist aus dem Situationsplane auf Blatt 49, Jahrg. 1877, zu ersehen. Zwei der zum dritten Gefängnifs gehörigen Gruppen zeigen je 16, die dritte Gruppe dagegen, welche wegen beengten Raumes nur eine geringere Ausdehnung erhalten konnte, 12 einzelne Höfe. Die Gruppe neben dem Gefängnifs für Jugendliche hat 16 Höfe erhalten. Bei beiden Gefängnissen kommt daher auf je 7 Gefangene ein Hof,

*) Die fünfte Baracke ist nach dem Jahre 1877 erbaut und deshalb im Situationsplane, Blatt 49 Jahrg. 1877, nicht angedeutet.

**) Einen Theil des Verdienstes erhalten die Gefangenen; er wird ihnen indefs erst beim Abgange aus der Anstalt ausgezahlt.

Digitized by Google

was sich als genügend erwiesen hat, da bei dieser Annahme jeder Gefangene täglich eine Stunde spazieren gehen kann.

Für die Construction, Lage und Umgebung der Gruppen waren folgende Gesichtspunkte maafsgebend. Die Gefangenen sollen beim Spaziergange ein gewisses Gefühl der Freiheit empfinden, und war daher bei Anordnung der Gruppen ein zwingerartiger Charakter thunlichst zu vermeiden. Aus diesem Grunde ist für die Gitter und Gitterthüren, welche die Höfe nach aufsen und innen begrenzen, eine mäfsige Höhe von 1,6 m angenommen, da dieselben mehr eine Abgrenzungsmarke darstellen, als Sicherheit gegen das Entweichen der Gefangenen gewähren sollen. Die Höfe sind mit Rasenbeeten, kleinen Blumenanlagen und Buschwerk umgeben, und war die Aussicht nach diesen Anlagen den Gefangenen frei zu halten. Andererseits mufsten die Einrichtungen so getroffen werden, dafs eine Communication unter den Gefangenen möglichst verhindert wird. Die Scheidemauern haben deshalb eine Höhe von 3 m erhalten, während die Gitterthüren an der Innenseite und die Gitter an der Aufsenseite so weit zurückgesetzt sind, dafs die Gefangenen sich weder sehen noch die Hände reichen können. Um endlich die Communication der Gefangenen einer Spazierhofgruppe mit denen der benachbarten Anlage zu verhindern, sind zwischen beiden niedrige, mit Nadelholz bepflanzte Erdwälle angelegt.

Für die Lage der einzelnen Spazierhöfe war endlich der Gesichtspunkt maafsgebend, dafs auch eine Communication zwischen den spazierengehenden und den in den Zellen zurückgebliebenen Gefangenen vermieden werden mufs. Hierfür ist die Lage am Ende der Isolirflügel am günstigsten; da eine solche Anordnung beim Gefängnifs für Jugendliche nicht thunlich war, so ist hier die Gruppe in gröfserer Entfernung vom Gebäude errichtet.

Die einzelnen Höfe bilden Sectoren eines regulären 20seitigen Polygons. Im Centrum desselben steht der Aufsichtsthurm, welcher einen äufseren Durchmesser von 4,46 m erhalten hat. Die radialen Zwischenmauern haben eine Länge von 13,68 m, die einzelnen Spazierhöfe eine Grundfläche von 35,8 qm. Der Gang zwischen dem Aufsichtsthurm und den Höfen zeigt bis zu den Gitterthüren eine Breite von 2,28 m, bis zu den Mauerstirnen eine solche von 1 m.

Jeder Hof ist am breiteren Ende und parallel mit den Scheidemauern mit einem kleinen Glasdache von 5,64 qm Ausdehnung versehen, welches auch bei Regenwetter die Promenade im Freien ermöglicht. Etwa die Hälfte der Höfe hat einfache Turngeräthe erhalten.

Die Scheidemauern sind 25 cm stark, auf beiden Seiten gefugt und sattelförmig mit hartgebrannten Steinen abgedeckt. Die Höfe sind durch Ziegelbrocken und Lehmschlag befestigt und bekiest, auch sorgfältig entwässert. Der Gang zwischen ihnen und dem Thurm ist mit Klinkern auf der hohen Kante gepflastert. Die Aufsichtsthürme sind überwölbt und mit zahlreichen Fenstern versehen, welche eine Rundschau nach allen Seiten ermöglichen. Die Verbindungstreppe zwischen dem unteren und oberen Geschofs liegt in dem Kreisausschnitt, welcher für den Rundgang des Aufsehers nicht gebraucht wird.

Specielle Mittheilungen über den Effect der Heizungs- und Ventilations-Anlagen.

Lufterneuerung. Zur Erhaltung der Gesundheit der Gefangenen ist auf eine kräftige Ventilation d. h. die regelmäfsige Zuführung einer hinlänglichen Menge frischer Luft und auf die Abführung der verdorbenen Luft Bedacht genommen. Ueber den Umfang der erforderlichen Lufterneuerung sind die zum Theil von einander abweichenden Ansichten der auf diesem Gebiete maafsgebenden Autoritäten zu Rathe gezogen worden.

Eine zur Erörterung der Ventilations-Frage eingesetzte französische Commission, welcher Péclet angehörte, begutachtete vor einiger Zeit, dafs zur Erhaltung der Gesundheit bei einer constant zu gestaltenden Innentemperatur eine Lufterneuerung von mindestens 10 cbm per Gefangenen und Stunde erforderlich sei.

Englische Autoritäten setzten nach Morin für Kasernements das Quantum der Lufterneuerung auf 33,6 cbm pro Kopf und Stunde fest, beanspruchten aber für kältere Gegenden geringere Luftmengen. Für Krankenhäuser wechseln dieselben sowohl in französischen wie in englischen Hospitälern zwischen 20 und 120 cbm pro Bett und Stunde.

Bei den in Rede stehenden Einrichtungen am Plötzensee beträgt die Lufterneuerung pro Kopf und Stunde:

in den Zellen für gemeinsame Haft . . .	37,1 cbm
in den Isolirzellen des ersten und zweiten Gefängnisses	42,4 „
in den Schlafsälen daselbst	48 „
in den Zellen des dritten Gefängnisses . .	41 „
in den Zellen der jugendlichen Gefangenen	60 „
in den Krankenzimmern	80—100 „
in den Schul- und Betsälen, welche nur periodisch benutzt werden, ...	25 „

Die Anstalt kann sich hiernach in Bezug auf das Maafs der Lufterneuerung den besten fremdländischen Etablissements dieser Art zur Seite stellen.

Wärmebemessung. Bei Bemessung des in den verschiedenen Räumen zu unterhaltenden Wärmegrades ist die Benutzungsweise der Räume in Rechnung gezogen und für

die Hafträume und Krankenzimmer eine Temperatur von	+ 20° C.
die Räume für Kirchen und Schulzwecke . .	+ 15° „
die Corridore in den Gefängnissen	+ 10° „
die Corridore im Krankenhause	+ 15° „

als die zuträgliche angestrebt worden.

Bei den Luftheizungen wurde ferner eine hinreichende Sättigung der Luft mit Wasserdämpfen durch geeignete Vorkehrungen im Auge behalten, so wie auch für die Reinigung der eintretenden frischen Luft von allen Staubtheilen Sorge getragen. Für die Berechnung der Heizungsanlagen ist eine Minimaltemperatur der Atmosphäre von — 20° C. gegenüber einer Temperatur der Räume von + 20° C. zu Grunde gelegt, während die mittlere Wintertemperatur von Berlin sich nur auf — 1° C. stellt. Als gröfste Temperaturdifferenz haben sich hiernach 40° C. ergeben.

Unter Zugrundelegung dieser Temperaturdifferenz wurden nach Ermittelung der Wärmeeinheiten, welche durch Transmission der Wand-, Decken- und Fensterflächen verloren gehen, oder für die vorzuwärmende Ventilationsluft aufzuwenden sind, die Gröfsen der Heizflächen für die erfor-

Digitized by Google

derlichen Apparate ermittelt und hierbei die von Péclet, Schinz und Weiſs gegebenen Erfahrungs-Coefficienten in Betracht gezogen. Die diesen Berechnungen untergelegten Transmissions-Coefficienten für Mauern, Decken, Fuſsböden, Fensterflächen etc. sind nachstehend generell zusammengestellt.

Es transmittiren Wände von 3,$_{45}$ m Höhe per qm Fläche und Stunde bei einer Temperaturdifferenz von

bei einer Wandstärke in m	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
0,$_{38}$	6,$_{89}$	13,$_{76}$	27,$_{67}$	27,$_{55}$	34,$_{44}$	41,$_{33}$	48,$_{21}$	55,$_{10}$
0,$_{51}$	5,$_{17}$	10,$_{94}$	16,$_{41}$	21,$_{87}$	27,$_{34}$	32,$_{81}$	38,$_{28}$	43,$_{75}$
0,$_{64}$	4,$_{53}$	9,$_{07}$	13,$_{60}$	18,$_{14}$	22,$_{67}$	27,$_{20}$	31,$_{74}$	36,$_{27}$

an Wärmeeinheiten (Calorien).

In gleicher Weise transmittiren

einfache hölzerne Fenster . . . . 100 W.-E.
einfache eiserne Fenster . . . . 120 „
hölzerne Doppelfenster . . . . 50 „
Windeldecken resp. Fuſsböden . . . . . . 40 „
Zellenthüren gegen den um 5° kälteren Corridor . . . . 6 „
Zur Erwärmung von 1 cbm Ventilationsluft um 1° C. sind erforderlich . . . . . . 0,$_{3467}$ W.-E.
und zur Erwärmung von 1 cbm Luft von — 20° C. bis auf + 20° C. . . . . . . 12,$_{93}$ „
Dagegen transmittirt ein laufendes Meter Heiſswasserrohr pro Stunde . . . . . . 75—100 „

Für die Erwärmung der Aspirationsschlote im Sommer ist die höchste Temperatur der Atmosphäre mit 35° C. gegenüber einer Zimmerluft von + 20° C. in Rechnung gestellt und dabei eine Geschwindigkeit der abziehenden Luft von 0,$_{66}$ m angenommen.

Vergleichung der erzielten Resultate. Interessant und lehrreich ist ein Vergleich der Heizungs- und Ventilationseinrichtungen bei dem ersten und zweiten Gefängniſs, weil diese Gebäude in Bezug auf ihre bauliche Anordnung und Orientirung gleichartig gestaltet sind. Als Gegenstand der Erörterung sind die Anlagekosten, die Betriebskosten und der Effect der Anlagen anzusehen.

Die Anlagekosten betragen unter Zugrundelegung gleicher Einheitspreise für die gesammten Heizungs- und Ventilationseinrichtungen incl. der dazu erforderlichen Maurerarbeiten und des Arbeitslohns für Herstellung der Canäle und Schlote

a) in dem mit Heiſswasserheizung und Aspirationsventilation versehenen ersten Gefängnisse . . . . 68600 ℳ
b) in dem mit Pulsions-Luftheizung und Ventilation versehenen zweiten Gefängniſs . 74800 „

wobei die Kosten für die Ventilation, die Dampfmaschine und den Luftschacht im Freien berücksichtigt, jedoch die Kosten für die Dampfzuleitung aus dem Betriebsgebäude auſser Betracht geblieben sind.

Hieraus ergiebt sich, daſs die Anlagekosten für die Luftheizung mit Pulsion um mindestens zehn Procent sich höher stellen, als eine Heiſswasserheizung mit ausgedehnter Aspirationsventilation. —

Die Betriebskosten sind im Allgemeinen etwas schwankend, da sie von der äuſseren Temperatur, der Dauer der Heizperiode, den Materialienpreisen und zum Theil von der herrschenden Windrichtung abhängen. Bei den mitgetheilten Zahlen sind die Ergebnisse des Winters von 1874 auf 1875 zum Grunde gelegt.

Die Kosten der aufgewendeten Brennmaterialien betrugen
für das erste Gefängniſs . . . . 4103,$_{59}$ ℳ
für das zweite Gefängniſs . . . . . . 6469,$_{95}$ „

An Arbeitslöhnen für Heizerdienste an den 181 Heiztagen sind zu rechnen
bei dem ersten Gefängniſs für 3 · 181 = 543 Tage à 60 ₰ = ... 325,$_{80}$ ℳ
bei dem zweiten Gefängniſs für 4 · 181 = 724 Tage à 60 ₰ = ... 434,$_{40}$ „

Die Schornsteinfegerlöhne betrugen für das erste, wie für das zweite Gefängniſs je 90 ℳ

An Kosten für die Instandhaltung der Heizungsanlagen sind nach einem mittleren Durchschnittssatze etwa ein Procent des Anlagecapitals, daher
bei dem ersten Gefängniſs circa . . . . 686 ℳ,
bei dem zweiten Gefängniſs „ . . . . . 748 „
in Rechnung zu stellen.

Werden endlich für die Amortisation der Anlagekosten im Durchschnitt 2$^1/_2$ Procent angenommen, so ergeben sich folgende Resultate

an Kosten	bei d. 1. Gef.	bei d. 2. Gef.
für Brennmaterialien . . .	4103,$_{59}$ ℳ	6469,$_{95}$ ℳ
für Arbeitslöhne	325,$_{80}$ „	434,$_{40}$ „
für Schornsteinfegerlöhne .	90,$_{00}$ „	90,$_{00}$ „
für Instandhaltungs-Arbeiten	686,$_{00}$ „	784,$_{00}$ „
für Amortisation	1715,$_{00}$ „	1870,$_{00}$ „
in Summa	6920,$_{39}$ ℳ	9648,$_{35}$ ℳ

Hiernach stellen sich die Betriebs- und Amortisationskosten für die Luftheizung mit Pulsions-Ventilation um ca. 40 Procent höher als für die Heiſswasser-Heizung mit gewöhnlicher Aspiration.

Auf je 100 cbm des Raumes reducirt, ergeben sich die gewöhnlichen Kosten der Heizung und Ventilation (Brennmaterialien und Arbeitslöhne) in folgender Höhe:

Im ersten Gefängniſs (versehen mit einer Heiſswasser-Heizung und Aspirations-Ventilation)
a) bei Einrechnung der schwächer geheizten Corridore und Treppenhäuser zu . . . . 16,$_{9}$ ₰
b) ohne Berücksichtigung der Corridore und Treppenhäuser zu . . . . 27,$_{0}$ „

Im zweiten Gefängniſs (versehen mit einer Heiſswasser-Luftheizung und Pulsion)
wie vor ad a) zu . . . . 25,$_{5}$ ₰
„ „ ad b) zu . . . . 41,$_{7}$ „

Im Krankenhause (versehen mit einer Heiſswasser-Luftheizung und Pulsion)
wie vor ad a) zu . . . . 28,$_{5}$ ₰
„ „ ad b) zu . . . . 35,$_{7}$ „

Zum Verständniſs dieser Zahlen ist zu bemerken, daſs beim ersten Gefängniſs nur die Kosten der Ventilation durch die in den Schloten befindlichen Heiſswasser-Spiralen, nicht aber die durch Gasroste mitberechnet sind. Dies ist zulässig, weil die Gasroste meist nur einen Ersatz in den Fällen bilden, wo die Aspirations-Spiralen schadhaft sind, und weil die Roste verhältniſsmäſsig wenig benutzt werden.

Digitized by Google

Beim zweiten Gefängnifs und Krankenhaus sind die Kosten für den Maschinenbetrieb der Ventilatoren ($1,_{08}$ bis $1,_{15}$ ₰ pro Tag und 100 cbm) mit einbegriffen.

Die Zahl der Heiztage ist pro Jahr zu 200 angenommen. Für den Ctr. Steinkohle sind $1,_{3}$ ℳ, für das Cubikmeter Holz $8,_{25}$ ℳ aufgewendet.

Beim ersten und zweiten Gefängnifs ist das Verhältnifs der bewohnten, auf 20° erwärmten Räume zu den Corridoren und Treppenhäusern, die nur auf 10 bis 12° erwärmt werden, wie 83 : 50, beim Krankenhause wie 50 : 17.

Beim Krankenhause sind die wenigen, mit Kachelöfen geheizten Räume aus der Berechnung ausgeschlossen worden.

Die Anlagekosten haben betragen pro cbm der wirklich geheizten und ventilirten Räume incl. der Corridore und Treppen:

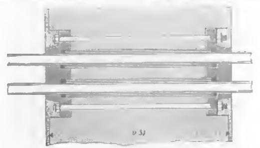
a) beim ersten Gefängnifs . . . . 512 ℳ
b) beim zweiten Gefängnifs . . . . 558 „
c) beim Krankenhause . . . . 582 „

Effect der Anlagen. Die Heizung im ersten Gefängnifs hat seither gut effectuirt, und ist unter Mitwirkung der Aspirationsschlote und Deflectoren die Beschaffenheit der Luft in den Zellen und Schlafsälen als durchaus zufriedenstellend zu erachten. Nicht ganz dasselbe läfst sich von den Heizungs- und Ventilationseinrichtungen im zweiten Gefängnifs mittheilen. Es ist hier nachgewiesen, dafs bei dauerndem Gange der Maschine und der Ventilatoren ein sehr reichlicher Luftwechsel stattfindet und die Beschaffenheit der Luft in den geheizten Räumen alsdann allen Anforderungen entspricht. Ungünstiger gestalten sich jedoch die Verhältnisse sofort, wenn die Ventilatoren aus Sparsamkeitsrücksichten nicht ununterbrochen, sondern nur periodisch wirksam sind. Bei starkem Winde ist auch der Heizeffect im zweiten Gefängnifs nicht überall völlig zufriedenstellend, da bei der freien Lage des Gebäudes die dem Winde ausgesetzten Räume trotz der kräftig arbeitenden Ventilatoren nur schwer zu heizen sind.

Details der Heizung und Allgemeines.

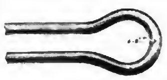
Einzelne Constructionen und Details, welche bei den Centralheizungen des Etablissements zur Anwendung gekommen, sind von Interesse und sollen deshalb kurz beschrieben werden.

Die Heizröhren. Bei den in Gefängnissen mit Isolirhaft vorkommenden zahlreichen Scheidewänden war es nothwendig, auf die Durchführung der Heifswasserröhren besondere Sorgfalt zu verwenden, da eine directe Verständigung der benachbarten Gefangenen an dieser Stelle vermieden werden mufste. Um einen möglichst dichten Abschlufs



zu erzielen, wurden die Heifswasserröhren innerhalb der Mauern mit schmiedeeisernen Hülsen umgeben (siehe die beistehende Skizze), welche mit gufseisernen Zargen durch eingetriebene Bleiringe fest verbunden sind. Diese Anordnung hat den Nebenvortheil, dafs das lästige Abbröckeln des Putzes bei der Erwärmung und Abkühlung der Röhren vermieden wird.

Die Heizröhren liegen innerhalb der Zellen in mehreren Reihen über einander an der Frontwand und sind so vertheilt, dafs Verbindungsstellen nie in die Scheidemauern fallen. Von Wichtigkeit ist es, bei Richtungsveränderungen um 360 Grad den Krümmungsradius nicht zu klein zu wählen, da die dickwandigen Röhren erfahrungsmäfsig an diesen Stellen leicht schadhaft werden, und auch die bequeme Circulation des Wassers bei zu knapper Krümmung behindert wird; ein Radius von 8 cm, in der Axe der Röhren gemessen, dürfte etwa die Grenze der Krümmung bilden. — Die Länge der zu einem Systeme gehörigen Röhren beträgt incl. der Ofenspiralen nicht über 250 m. Diejenigen Rohrsysteme, welche nicht in allen Theilen frostfrei verlegt werden können, wie beispielsweise die Heizspiralen, welche zur Erwärmung von Schloten innerhalb des Dachbodenraumes dienen, sind mit einer Flüssigkeit gefüllt, welche später als Wasser gefriert; in den meisten Fällen ist zu derartigen Füllungen Spiritus verwendet worden.

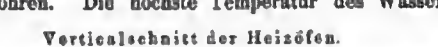


Die Expansionen. Für die nothwendige Ausdehnung des erwärmten Wassers in den einzelnen Systemen wurden geschlossene Expansionsröhren ohne Ventile in üblicher Construction verwendet. Diese sind an den höchsten Punkten der betreffenden Rohrstränge in den Corridoren oder in untergeordneten, jedoch erwärmten Nebenräumen untergebracht. Da trotz aller Vorsicht Explosionen nicht ausgeschlossen sind, empfiehlt es sich, die Schweifsnähte der Expansionsrohre nach der Wand zu kehren, doch so, dafs eine Revision derselben möglich ist. Um zu starke Beanspruchungen zu vermeiden, darf der Luftraum in den Expansionsröhren nicht unter 8 Procent des Wasservolumens in den zugehörigen Heizsystemen betragen. Die lichte Weite der Expansionen beträgt etwa 8 cm, die der Heizröhren $2,_{3}$ cm.

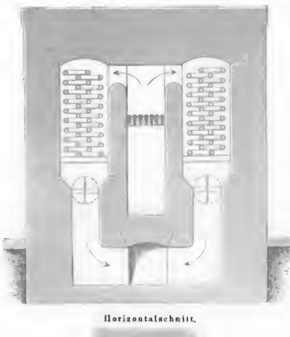
Die Heizöfen. Unter den verschiedenen zur Ausführung gekommenen Heizöfen hat sich die umstehend skizzirte Construction gut bewährt. Der Rost liegt hier zur Seite der Ofenspiralen und ist von diesen durch Chamottewände getrennt, so dafs die glühenden Steinkohlen in keine nachtheilige Berührung mit den Wandungen der Röhren treten. Die Feuerung erfolgt in bequemer Weise von der Vorderseite der Oefen und kann leicht controllirt und regulirt werden. Der Raum für die Spiralen ist an der Vorderseite des Ofens durch starke Blechwände und eine Wand von Chamottesteinen derartig geschlossen, dafs die nach mehrjährigem Gebrauch durchgebrannten Register ausgewechselt werden können, ohne das Mauerwerk des Ofens abzubrechen. Endlich ist die Aufwickelung der Spiralen in zweckmäfsiger Weise so erfolgt, dafs eine Verringerung der feuerberührten Heizfläche durch Versetzen der Zwischenräume mit Flugasche nicht stattfinden kann.

Digitized by Google

In den Oefen liegt ca. $^1/_5$ der zu einem Systeme gehörigen Röhren. Die höchste Temperatur des Wassers in



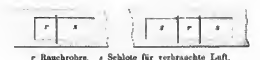
Verticalschnitt der Heizöfen.



Horizontalschnitt.

den Steigeröhren beträgt nicht über 160°, was einem Drucke von 6 bis 7 Atmosphären entspricht. An den Oefen sind selbstthätige Vorrichtungen angebracht, welche verhindern, dafs in den Spiralen eine Steigerung der Temperatur über 160° eintritt.

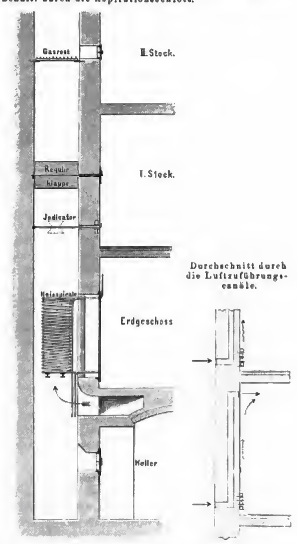
Die Aspirationsschlote. In den mit gewöhnlicher Heifswasser-Heizung versehenen Gebäuden wird der angestrebte Luftwechsel durch Aspiration der verbrauchten Luft hervorgerufen.



r Rauchrohre. s Schlote für verbrauchte Luft.

Die Motoren, welche die Ansaugung und Abführung der Luft bewirken, sind in den verticalen Sammelschloten untergebracht. Die Ansaugung wird in den Wintermonaten vorzugsweise durch die Wärmeabgabe der für den Betrieb der Heizung hergestellten, besteigbaren Rauchrohre herbeigeführt, welche überall unmittelbar neben die Ventilations-

Schnitt durch die Aspirationsschlote.



Durchschnitt durch die Luftzuführungscanäle.

schlote gelegt und von diesen nur durch starke Metallwände getrennt sind (siehe die vorstehenden Skizzen). Diese Aspiration ist sehr wirksam und während der Dauer der Heizung vollständig ausreichend. Zur Unterstützung der Winterventilation in den Stunden, wo nicht geheizt wurde, dienen Heifswasserspiralen und zur eventuellen Verstärkung der Aspiration in den Sommermonaten Gasroste, welche sich über den ganzen Querschnitt der Schlote erstrecken.

Aufser den vorerwähnten Apparaten sind in den Schloten Regulirungsklappen und Indicatoren eingeschaltet, welche die Luftbewegung regeln und diese durch Zeigerwerke im Aeufsern angeben. Die betreffende Skizze zeigt die Lage der einzelnen Apparate zu einander und läfst auch diejenigen Einrichtungen erkennen, welche etwaige Reparaturen ermöglichen.

Die gewählte Lage und Anordnung der Luftzuführungs-Canäle für die Räume mit Aspiration hat sich bewährt und kann deshalb für ähnliche Fälle empfohlen werden. Die Canäle sind, wie die vorstehende Skizze im Durchschnitt zeigt,

Digitized by Google

Zförmig in der Frontwand derartig angelegt, dafs sie nach der Zellenseite nur eine 13 cm starke Wange haben. Da diese dünne Wange unmittelbar an den Heifswasserröhren liegt, und die von letzteren aufsteigende erhitzte Luft zunächst vertical an der Frontwand hochsteigt, so findet durch Mischung der warmen Luft mit der eintretenden kalten Luft eine so ausreichende Vorwärmung der letzteren statt, dafs eine Belästigung der Gefangenen vermieden wird.

Die durch Rechnung mit Berücksichtigung des ein- resp. abzuführenden Luftquantums und der zulässigen Geschwindigkeit für die einzelnen Räume ermittelten Rohrquerschnitte sind nicht für alle gleichartigen Zellen beibehalten, sondern mufsten, bei der Aspiration je nach der Entfernung des betreffenden Raumes von dem Sammelschlote und bei der Pulsionsventilation je nach der zunehmenden Entfernung von den Heizkammern, entsprechend vergröfsert werden, weil die Erfahrung gelehrt hat, dafs die Luft aus den entlegeneren Räumen weniger günstig abgesaugt wird und nach diesen Räumen auch schwieriger hinzubefördern ist.

Ferner hat die Erfahrung hier wie an anderen Orten gezeigt, dafs die Querschnitte der Canäle für Luftheizung in den oberen Geschossen verhältnifsmäfsig kleiner sein können, als in den betreffenden Räumen eines unteren Geschosses.

Canalisirung und Rieselfeld. (Blatt 36 und 37.)

Für die Anordnung des unterirdischen Canalnetzes waren folgende Gesichtspunkte maafsgebend. Da für die Rohrleitung nur ein verhältnifsmäfsig geringes Gefälle zur Verfügung stand, da ferner aus den früher angegebenen Gründen das Tagewasser zur Spülung des Rohrnetzes nicht verwendet werden konnte, in einem Gefängnifs auch durch Bosheit einzelner Insassen mancherlei Gegenstände in die Leitung gelangen, welche dort nicht hingehören, so mufsten durchweg geradlinige Rohrstränge in Aussicht genommen werden, welche durch Revisionsschächte eine leichte Untersuchung und Reinigung bei vorkommenden Verstopfungen möglich machen.

Um mehrfache Durchschneidungen des grofsen Centralhofes, der auch alle Rohrleitungen für Gas, Wasser und Dampf aufzunehmen hatte, zu vermeiden, wurden statt eines weiten Sammelcanals zwei Sammelröhren zu beiden Seiten dieses Hofes ausgeführt, welche sich erst hinter dem Remisengebäude zu einer Hauptleitung nach dem Pumpenhause hin vereinigen.

Das Gefälle der engeren Anfangsleitungen beträgt 1 : 300, das der weiten Hauptleitungen 1 : 600. Die Berechnungen haben für die Anfangsleitungen aus den Häusern 13 cm, für die Ableitungen neben den Häusern 21 cm, für die beiden Sammelröhren auf dem Centralhofe je $23_{,5}$ cm und für die Schlufsleitung 32 cm lichten Durchmesser ergeben. Als Material sind aufsen und innen glasirte Thonröhren mit Muffen verwendet.

Die Construction der besteigbaren Revisionschächte ist aus der Detailzeichnung ersichtlich. Die Sohle derselben wird durch eine grofse kreisrunde Granitplatte gebildet, in welcher für das langsam fliefsende Wasser flache Rinnen hergestellt sind. Die Zu- und Ableitungsröhren unmittelbar neben den Schächten bestehen aus Gufseisen, um Beschädigungen des Rohrnetzes bei den häufig nothwendig werdenden Revisionen zu vermeiden. Die geringste Entfernung der Revisionsschächte von einander beträgt 110 m, und befinden sich derartige Schächte in allen Kreuzungen des Rohrnetzes, aufserdem, entsprechend vertheilt, auch in den langen, geradlinigen Leitungen.

Die Schlufsleitung von 32 cm Weite mündet in ein $5_{,65}$ m weites, in den Seiten und Ecken ausgerundetes Bassin von $2_{,8}$ m mittlerer Höhe. Die Sohle des Bassins liegt an der tiefsten Stelle $3_{,61}$ m unter dem Terrain, mithin $1_{,03}$ m unter dem niedrigsten und $2_{,46}$ m unter dem höchsten Wasserstande. Wegen dieser durch das Gefälle der Rohrleitung bedingten tiefen Lage des Bassins war eine sehr sorgfältige Fundamentirung nothwendig, da ein Durchsickern der Effluvien in das Grundwasser eine Verunreinigung des nur 60 m entfernten Hauptbrunnens zur Folge gehabt haben würde. Wie aus der Zeichnung ersichtlich, ist durch Spundwände, untere und seitliche Betonschüttung und ein verkehrtes Gewölbe aus Klinkern in Cementmörtel für einen möglichst dichten Abschlufs des Bassins Sorge getragen. Das Sammelbassin hat von der Sohle bis zum tiefsten Punkte des Einlaufrohres einen Inhalt von 38 cbm. Da nach angestellten Beobachtungen von dem Verbrauchswasser nur etwa 81 Procent nach dem Pumpenhause gelangen, während 19 Procent durch Verdunstung und auf anderem Wege verloren gehen; da ferner, wie bei der Beschreibung des Betriebsgebäudes angegeben, in den Gebäuden 490 cbm Wasser pro Tag verbraucht werden, so kommen etwa 397 cbm zur Abführung nach dem Rieselfelde. Das Bassin reicht demnach bei normaler Füllung hin, etwa ein Zehntel des täglich verbrauchten Wasserquantums und den ganzen Zuflufs während der Nacht aufzunehmen.

Da es unvermeidlich ist, dafs Gegenstände in die Sammelgrube gelangen, welche ein Verstopfen der Kreiselpumpen herbeiführen würden, so mufsten hiergegen entsprechende Vorkehrungen getroffen werden. Zunächst ist das Einlaufrohr an seiner Ausmündung mit einem grofsen korbartigen Siebe versehen, welches leicht gelöst und gereinigt werden kann. Sodann ist das Sammelbassin in der Mitte durch eine dichte Lattenwand, zwischen dem Einlaufrohr und den Saugern belegen, in zwei Hälften getheilt, wodurch eine Trennung der dickflüssigen Stoffe von dem zur Abpumpung gelangenden Wasser ermöglicht wird. Da die Effluvien innerhalb des Bassins häufig stundenlang in vollständiger Ruhe bleiben, so bildet sich nach Verlauf mehrerer Tage auf dem Boden eine dicke schlammartige Masse, welche den Rauminhalt des Bassins in nachtheiliger Weise vermindert, und daher beseitigt werden mufs. In früheren Jahren wurde diese Masse durch Ausbaggern resp. Ausstechen entfernt und in der Nähe vergraben. Da hierdurch indessen dem Rieselfelde ein grofser Theil der besten Dungstoffe entzogen wurde, und durch die Unterbringung der Fäcalmassen im Erdreich eine allmälige Verunreinigung des Grundwassers zu befürchten war, so ist neuerdings das in der Zeichnung auf Blatt 37 dargestellte Rührwerk zur Ausführung gelangt, welches durch Verbindung mit der benachbarten Dampfmaschine nach Bedarf in Thätigkeit gesetzt werden kann.

Von Wichtigkeit war eine kräftige Entlüftung des Sammelbassins; diese ist bewirkt durch ein Dunstrohr von 18 cm Weite, welches unterirdisch vom Deckengewölbe der Grube nach dem grofsen Dampfschornstein hinter dem Betriebsgebäude führt. In Folge dieser intensiven Ventilation ist

Digitized by Google

im Pumpenhause, selbst unmittelbar über der Sammelgrube, ein unangenehmer Geruch nicht zu bemerken.

Das Sammelbassin, sowie die zur Förderung der Effluvion gehörigen Maschinen und Pumpen sind in einem kleinen, massiven Gebäude, dem sogenannten Pumpenhause, untergebracht. Als Arbeitsmaschinen sind Kreisel verwendet, welche im vorliegenden Falle, wo es sich um Beseitigung unreiner Flüssigkeiten handelt, vor den sonst üblichen Kolben- und rotirenden Pumpen den Vorzug verdienen. Jede Kreiselpumpe ist im Stande, 36 cbm Wasser pro Stunde zu fördern. In der Regel genügt zur Wasserbewältigung ein Kreisel; nur zur Zeit des gröfsten Wasserverbrauchs arbeiten beide vereint.

Als Kraftmaschinen sind zwei liegende Dampfmaschinen mit einer Leistungsfähigkeit von je 2 Pferdekräften verwendet; eine derselben befindet sich in der Reserve. Die Zuführung des Wassers nach dem Rieselfelde erfolgt durch zwei gufseiserne Druckrohre von je 13 cm Weite; die effective Förderhöhe beträgt $4,_{70}$ m.

Das zur Anstalt gehörige Rieselfeld, im N.W. des Etablissements auf fiscalischem Terrain belegen, ist 150 m von den nächsten Gebänden entfernt und hat seiner Zeit, nach den Angaben von Autoritäten in diesem Fache, eine Gröfse von $2,_{55}$ ha erhalten; die wirklich zur Rieselung ausgenutzte Fläche beträgt nach Abzug der Wege und des kleinen Pächter-Etablissements von der Gesammtfläche etwa $2,_{05}$ ha.

Was die Nähe des Rieselfeldes zur Anstalt betrifft, so mufs hervorgehoben werden, dafs letztere durch üble Gerüche in keiner Weise belästigt wird. Die Gröfse des Rieselfeldes hat sich indessen als nicht ausreichend erwiesen. In den ersten 6 Jahren des Betriebes sind bemerkenswerthe Uebelstände nicht hervorgetreten, weil in Folge der anfangs schwächeren Belegung des Etablissements der Wasserzuflufs nach dem Rieselfelde ein verhältnifsmäfsig geringer war. Bei der fortwährend gesteigerten Düngung des Bodens durch Aufbringung immer reichlicherer Wassermassen ist der Sandboden des Rieselfeldes, der früher kaum eine Grasnarbe zu erzeugen vermochte, in ertragsfähiges, humusreiches Gartenland verwandelt, und hat die Absorptionsfähigkeit desselben in Folge dessen erheblich nachgelassen. Auch ist die dem Rieselfelde zugeführte Wassermenge im Verhältnifs zur Fläche zu bedeutend geworden. Während nämlich die Bevölkerung ursprünglich zu 1500 Personen und der Wasserverbrauch pro Kopf und Tag nach den Ergebnissen in deutschen Städten zu $123,_{5}$ Liter angenommen war, beträgt die Bevölkerung gegenwärtig rund 2000 Köpfe und der Wasserverbrauch pro Kopf und Tag 245 Liter. Wegen des bedeutenden Wasserverbrauchs, und weil es sich als unthunlich herausgestellt hat, einen Acker fortwährend zu düngen und auszunutzen, ist eine entsprechende Vergröfserung des Rieselfeldes durch Ankauf eines benachbarten, unmittelbar an den Königl. Forst Jungfernheide angrenzenden Terrains von ca. 5 ha Gröfse in Aussicht genommen. Versuchsweise ist dieses Terrain schon seit zwei Jahren in Benutzung und hat sich in Verbindung mit dem alten Rieselfelde als ganz ausreichend erwiesen. Bei einer Gesammtgröfse von 6 ha wirklich benutzter Fläche entfallen demnach auf je 1000 Köpfe der Bevölkerung 3 ha.

Das ältere Rieselfeld ist an einen Gärtner vermiethet und bringt eine jährliche Pacht von 630 ℳ; bei Vergröfserung des Feldes nach erfolgtem Ankauf wird sich die Pachtsumme entsprechend höher stellen. Es ist bei diesen Summen in Erwägung zu ziehen, dafs ohne Einrichtung des Rieselfeldes die Fäcalstoffe nur mit erheblichen Kosten im Wege der Abfuhr entfernt werden könnten. Der wesentlichste Gewinn des Riselfeldes, welches nach erfolgter Vergröfserung der Fläche die Entfernung der Fäcalstoffe auf diesem Wege für die Zukunft vollständig sichert, ist in den sanitären Erfolgen zu suchen. Der Gesundheitszustand in der Anstalt ist ein vorzüglicher und mufs, abgesehen von anderen Factoren, vorwiegend der in kürzester Zeit bewirkten Entfernung der Fäcalstoffe zugeschrieben werden. Nach verschiedenen anderen Versuchen wird das kleinere Rieselfeld durch den Pächter in der auf Blatt 36 dargestellten Weise benutzt. Der Lauf des Wassers sowie die Ueberstauung der Beete ist aus dem Situationsplan und den Durchschnitten ersichtlich. Die Regulirung des Wasserzuflusses nach den einzelnen Gräben und Beeten erfolgt durch einfache Staubretter, die Verbindung der Wasserrinnen unter den Fufssteigen durch Thonröhren. Eine Drainage des Feldes ist bisher nicht ausgeführt, wird aber für die nächste Zeit beabsichtigt.

Statistik der Baukosten.

Zum Schlusse sollen die gewonnenen Zahlen über die Kosten nach der Ausführung mitgetheilt werden, da dieselben ein geeignetes Material für Kostenanschläge und generelle Kostenvergleiche bei ähnlichen Bauten bieten. In der nachstehenden Tabelle sind die Ausführungskosten der bedeutenderen Bauten des Etablissements zusammengestellt und zwar einmal nach dem Quadratmeter der bebauten Grundfläche, sodann nach der Einheit des cubischen Inhalts mit Angabe der Zeit der Ausführung und der Geschossezahl.

Aus der Tabelle ist zu erkennen die bedeutende Steigerung der Preise in den Gründerjahren und das allmälige Sinken derselben nach den Jahren 1873/74.

Bei den Angaben der Tabelle sind nicht berücksichtigt, 1) die Kosten für Mobilien, Wäsche, Bekleidungsgegenstände etc., 2) die Kosten für Bauleitung, 3) die Kosten für Regulirung und Befestigung der zugehörigen Höfe etc.

Der Flächeninhalt (bebaute Grundfläche) ist nach den äufseren Abmessungen des Erdgeschosses berechnet, der cubische Inhalt durch Multiplication der bebauten Grundfläche mit der Höhe von Bankett-Oberkante bis Oberkante Hauptgesims. Die Dächer konnten unberücksichtigt bleiben, da dieselben flach und nicht ausgebaut sind.

Für das Betriebsgebäude sind keine Zahlenangaben gemacht, da dasselbe zu verschiedenartige Bautheile zeigt, deren Kosten sich nicht leicht trennen lassen.

Von Werth sind noch folgende Zahlen:

Ein Isolirspazierhof kostet inclusive des Antheils an dem Beobachtungsthurm und mit Einschlufs der Hofbefestigung durchschnittlich 1583 ℳ.

Ein laufendes Meter der 5 m hohen Umwährungsmauern kostet incl. der Fundamente und des Antheils an den Thoren und Pforten 120 ℳ.

Sämmtliche Kosten der Ausführung haben betragen incl. der Mobilien, Kleider, Wäsche etc., sowie incl. der Bauleitung, der Hof- und Strafsenanlagen 6 286440 ℳ; es belaufen sich daher die Kosten für einen Gefangenen

Digitized by Google

Lfnde. Nr.	Object.	Bauzeit.	Kosten pro qm Grundfläche ℳ	Kosten pro cbm Gebäude ℳ	Bemerkungen.
					Sämmtliche Gebäude sind in ausgefugtem Backsteinbau hergestellt.
	I. Gefängnisse.				
1	das erste Gefängniſs	1869—1872	276,26	17,43	Das Vorderhaus: Keller u. 3 Etagen; Schieferdach.
2	das zweite "	1871—1873	326,82	20,03	Der Isolirflügel: ohne Keller u. 4 Etagen; Schieferdach.
3	der erste Verbindungsbau	1869—1872	175,02	20,14	Ohne Keller und 2 Etagen; Zinkdach.
4	der zweite "	1869—1872	181,61	20,88	
5	das Krankenhaus	1871—1873	317,87	18,20	Keller und 2 Etagen; in den Flügeln Keller und 3 Etagen; Schieferdach.
6	das dritte Gefängniſs	1873—1876	345,20	21,97	Keller und 3 Etagen; Schieferdach.
7	das Gefängniſs für Jugendliche	1873—1875	372,22	23,73	Keller und 3 Etagen; Schieferdach.
	II. Verwaltungs- und Wirthschaftsgebäude.				
8	das Verwaltungsgebäude	1869—1872	273,70	15,47	Ohne Keller und 3 Etagen; Schieferdach.
9	das Pförtnerhaus	1870—1871	145,30	20,52	Ohne Keller; Mittelbau 2 Etagen, die Flügel mit einer Etage; Schieferdach.
10	die Kochküche excl. der maschinellen Einrichtung	1869—1872	132,05	13,88	Keller und 1 resp. 2 Etagen; Schieferdach.
10a	dieselbe incl. der maschinellen Einrichtung		178,52	18,76	
11	die Waschküche excl. der maschinellen Einrichtung	1870—1872	109,27	12,90	Ohne Keller u. 1 resp. 2 Etagen; Schieferdach.
11a	dieselbe incl. der maschinellen Einrichtung		184,12	21,66	
12	die Remise	1870—1871	78,44	14,28	Ohne Keller und 1 Etage; Schieferdach.
13	die erste Arbeitsbaracke	1872—1873	46,50	11,40	Ohne Keller und 1 Etage; Zinkdach.
14	die zweite "	1873—1874	56,01	13,74	
15	die dritte "	1875	52,51	12,88	
16	die vierte "	1875	50,13	12,30	
17	die fünfte "	1878—1879	81,27	11,17	Keller und 1 Etage; der Mittelbau mit 2 Etagen; Pappdach.
	III. Beamtenhäuser.				
18	das Directorhaus	1870—1872	213,77	17,84	Keller und 2 Etagen; Schieferdach.
19	das erste Inspectorenhaus	1869—1870	171,27	14,85	Keller und 2 Etagen; Schieferdach.
20	das zweite "	1871—1872	184,00	15,37	
21	das dritte "	1873—1874	302,00	25,19	
22	das vierte "	1875—1876	222,40	18,52	
23	das fünfte "	1875—1876	198,64	16,03	
24	das sechste "	1875—1876	197,70	16,79	
25	das siebente "	1878—1879	174,33	14,51	
26	das achte "	1878—1879	213,88	13,08	Keller und 3 Etagen; Schieferdach.
27	das erste Aufseherhaus	1869—1870	160,27	14,22	Keller und 2 Etagen; Schieferdach.
28	das zweite "	1869—1870	174,08	15,48	
29	das dritte "	1871—1872	188,51	16,74	
30	das vierte "	1873—1874	328,96	22,05	Keller und 3 Etagen; Schieferdach.
31	das fünfte "	1873—1874	330,45	22,76	
32	das sechste "	1875—1876	211,28	18,07	Keller und 2 Etagen; Schieferdach.
33	das siebente "	1875—1876	205,68	18,82	
34	das achte "	1875—1876	252,81	17,45	Keller und 3 Etagen; Schieferdach.
35	das neunte "	1875—1876	250,05	17,30	
36	Ställe aus den Jahren	1869—1871	70,00	17,10	Ohne Keller und 1 Etage; Schieferdach
37	" " " "	1871—1872	82,76	20,28	
38	" " " "	1873—1874	103,90	25,40	
39	" " " "	1875—1876	73,30	18,00	
40	" " " "	1878—1879	73,30	18,00	

(1500 Köpfe im Ganzen) auf 4191 ℳ, und die Kosten für einen Bewohner des Etablissements (2000 Köpfe) auf 3143,82 ℳ. Demgegenüber stellen sich nach Starke's Werk „Das belgische Gefängniſswesen" die Gesammtkosten pro Kopf der Belagsstärke:

	Eröffnet	Kosten pro Gefangenen in ℳ auf
bei dem Gefängniſs zu Löwen	1869	3294
" " " " Mecheln	1874	4630
" " " " Neufchateau	1875	5619
" " " " Furnes	1876	6631
" " " " Namur	1876	4661
" " " " Münster	1875	3400
" " " " Wiesbaden	1875	4384
" " " " Altona	1875	3587
" " " " Hannover	1876	4855
" " " " Rendsburg	1875	6146

Zieht man in Betracht, daſs das Strafgefängniſs „Plötzen-See" nur wegen seiner entfernten Lage von Berlin und anderen bewohnten Orten eine verhältniſsmäſsig groſse Zahl von Beamten-Wohnhäusern und ein Betriebsgebäude mit besonderem Gas- und Wasserwerk erhalten muſste, so war es von Interesse, auch die Kosten pro Kopf der Belagsstärke für den Fall zu ermitteln, daſs eine Lage des Etablissements in unmittelbarer Nähe Berlins gedacht wird. Alsdann wären von den vor erwähnten Anlagen nur erforderlich gewesen das Directorhaus, das Pförtnerhaus, etwa 3 Inspectoren- und 3 Aufseherhäuser, während die übrigen Beamten-Wohnhäuser, sowie das Gas- und Wasserwerk entbehrt werden konnten. In diesem Falle würden sich die Baukosten auf 5188200 ℳ gestellt haben, und es würden entfallen auf den Kopf der Belagsstärke 3458,80 ℳ, auf den Kopf der Bevölkerung 2594,10 ℳ.

Herrmann.

Digitized by Google

Das Central-Hôtel in Berlin.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 38 bis 42 im Atlas.)

Berlin steht in Bezug auf Anlagen moderner grofser Hotels weit hinter allen anderen Städten gleichen Ranges und derselben Gröfse zurück. Der Erfolg des Kaiserhofes hat schon bewiesen, dafs durch die Anlage eines Hotels, welches den gesteigerten Anforderungen der Reisenden entsprechendere Einrichtungen bietet, als dies die älteren Berliner Gasthöfe selbst bei der sorgsamsten Leitung erfahrener Besitzer vermögen, einem ausgesprochenen Bedürfnifs entgegengekommen ist. — Es darf daher mit aller Wahrscheinlichkeit angenommen werden, dafs ein grofses Hotel, analog den in London mit den Endstationen der dort mündenden Eisenbahnen verbundenen Hotels im Centrum der Stadt erbaut, eine aufserordentliche Bedeutung für den Fremdenverkehr gewinnen wird, sobald die Berliner Stadtbahn eröffnet und der gröfste Theil der Frequez der äufseren Hauptbahnhöfe auf die inneren Stadtbahnhöfe übergegangen sein wird.

Als daher die Ausführung der Berliner Stadtbahn gesichert war, wurde von dem Besitzer der westlich an der Friedrichstrafse zwischen Dorotheen- und Georgenstrafse belegenen Grundstücke, Herrn Hermann Geber, der Plan aufgenommen, dieselben zur Erbauung eines grofsen Hotels zu verwenden, welches in unmittelbarer Verbindung mit dem an der Friedrich- und Georgenstrafsen-Ecke projectirten bedeutendsten Bahnhofe der Stadtbahn das werden sollte, was in London Charingcross-, Channonstreet- und Midland-Hotel sind.

Von der Frequenz der in Berlin mündenden Eisenbahnen, mit welchen schon im Jahre 1875 10400000 Personen ankamen resp. abreisten, wird ohne Zweifel diesem in der Haupt-Fremden-Verkehrsgegend unmittelbar an den „Linden" gelegenen Bahnhofe, auf welchem täglich ca. 70 durchgehende Züge der in Berlin einmündenden Stammbahnen und ca. 200 Localzüge anhalten werden, der bedeutendste Procentsatz des sich auf sämmtliche Stadtbahnhöfe vertheilenden Verkehrs zufallen.

Zur Durchführung des Bauunternehmens bildete sich im Beginn des Jahres 1877 eine Actiengesellschaft unter der Firma: „Eisenbahnhotel-Gesellschaft in Berlin", und wurden die unterzeichneten Architekten mit der Aufstellung der Entwürfe sowie mit der Leitung der Ausführung beauftragt.

Mannigfache Unterhandlungen verzögerten den Beginn des Baues bis zum Mai 1878, derselbe wurde aber dann derart beschleunigt, dafs am 1. September 1880 das Hotel, und am 2. October desselben Jahres der „Wintergarten", ein mit dem Hotel zusammenhängendes grofses Concert- und Restaurations-Local, eröffnet werden konnte.

Das zur Bebauung verwendete Areal umfafst die Grundstücke: Friedrichstrafse Nr. 143 bis 149, Georgenstrafse Nr. 25 bis 27 und Dorotheenstrafse Nr. 18 bis 21, unter letzteren das ehemalige Gräflich Einsiedel'sche Palais, in dessen Räumen das Thaliatheater und in dessen Garten „der Stadtpark" einige Jahre hindurch eingerichtet waren.

Der beigedruckte Situationsplan zeigt die Verwendung der sämmtlichen Grundstücke zu oben gedachten Zwecken.

Das ganze Areal mit einer Länge in der Friedrichstrafse von $109,_{00}$ m und einer mittleren Tiefe von $84,_{50}$ m hat einen Flächeninhalt von 9210 qm.

Hiervon wurde an den Strafsenfiscus zur Verbreiterung der Friedrichstrafse um $2,_{68}$ m und zur Herstellung eines Droschkenhalteplatzes in der Dorotheenstrafse sowie für einige Rücksprünge abgetreten in Summa . . . . . 622 qm

Die unbedeckten Hofanlagen erhielten eine Gesammtfläche von	1333 -
Das Hotel selbst hat eine bebaute Grundfläche von	5073 -
Der Wintergarten incl. der Nebenbauten etc. .	2182 -
Sa.	9210 qm

Von den 5073 qm des Hotels sind 48 qm, nämlich der glasüberdeckte Theil des Eingangsflures, nur im Erdgeschofs bebaut, so dafs sich in der Höhe des ersten Stockes rot. 5025 qm bebaute Fläche des Hotels ergeben.

Anordnung der Grundrisse. (Bl. 38 u. 39.)

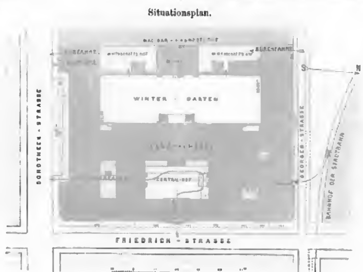
Das Erdgeschofs enthält:

1) die für das Hotel erforderlichen Verkehrs- und Verwaltungsräume, die Empfangshallen, Durchfahrten, Treppenflure, den Haupthof und verschiedene Wirthschaftshöfe, die Speisesäle, Lese-, Conversations- und Damensäle nebst Garderoben und Toiletten, die Portierlogen und Büreaus sowie die Verkaufslocalitäten an den drei Fronten, eine Post- und Telegraphenstation und sonstige Nebenräume;

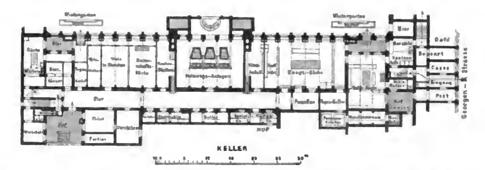
2) Den Wintergarten nebst Anbauten für Orchester resp. Bühne, die Heizungsräume, Kaffeküche und Toiletten, sowie einen eigenen Eingangsflur mit Kasse und Garderoben in der Dorotheenstrafse und ein Café restaurant in der Georgenstrafse, gegenüber dem Stadthahnhofe.

Das Kellergeschofs, im nachstehenden Holzschnitt skizzirt, enthält die verschiedenen Küchen und Vorrathsräume, sowie die

Situationsplan.



Digitized by Google



Localitäten für die Centralheizung und die Brennmaterialien.

Die drei Stockwerke über dem Erdgeschofs geben Raum zur Einrichtung von 318 Logirzimmern, während ein um die Höfe aufgebauter vierter Stock nur zur Unterbringung der ca. 150 Bediensteten des Hotels verwendet wird. Die Wohnung des Directors liegt im ersten Stock an der westlichen Front des Haupthofes.

Die Logirräume des ersten Stockes werden durch die gröfsere Höhe der Speisesäle im Erdgeschofs beschränkt, so dafs sich hier nur 76 Zimmer, im zweiten Stock dagegen 114 und im dritten Stock 128 Logirzimmer befinden. Aufserdem liegen im ersten Stock incl. der 10 Logen des Wintergartens 44 Nebenräume, wie Closets, Bäder, Anrichte-, Mädchen-, Hausdiener- und Haushälterinnen-Zimmer, Leinenkammer, Möbelräume etc. Vom zweiten und dritten Stock hat jeder 28, der vierte Stock 46 Nebenräume, so dafs sich in Summa 464 Räume ergeben mit rot. 550 Betten.

Eine Haupttreppe, 3 Nebentreppen, 2 Personen-, 1 Gepäck-, 5 Speise- und 1 Wäsche-Anfzug vermitteln den Verkehr der Geschosse vom Keller bis zum vierten Stock. Die Anlage der drei oberen Stockwerke mit den Logirzimmern und Corridoren bildet das maafsgehende Moment für die gesammte innere Einrichtung des Hotels. Die Hauptzimmer liegen vorwiegend an den drei Strafsenfronten in einer Gesammtlänge von $81{,}_{07} + 82{,}_{62} + 108{,}_{70} = 272{,}_{39}$ m und an dem Haupthofe. Die Zimmer haben eine Tiefe von $5{,}_{80}$ bis $6{,}_{80}$ m bei Fensteraxen von rot. $3{,}_{00}$ m, und sind theils zu gröfseren Wohncomplexen verbunden, theils getrennt, theils einfenstrig, theils zweifenstrig angelegt. Die Corridore haben eine Breite von $2{,}_{40}$ m und sind durch ihre Lage an den grofsen Höfen sowie an 7 kleinen Lichthöfen reichlich mit Licht und Luft versehen. Zur Lüftung trägt besonders eine an jedem Zusammenstofs der Lang- und Quer-Corridore dadurch herbeigeführte Verbindung derselben untereinander bei, dafs an Stelle geschlossener Schächte freie Oeffnungen in den Decken gelassen sind, welche eine Luftbewegung von Corridor zu Corridor in verticaler Richtung bewirken.

Die Lage der Haupttreppe, seitlich von der Mittelaxe des gesammten Bauwerks, wurde durch die Rücksicht auf den Stadtbahnhof bedingt, dessen Bedeutung für den Fremdenverkehr als so überwiegend betrachtet werden mufste, dafs dementsprechend der Haupteingangsflur, also auch die mit demselben zusammenhängende Haupttreppe, an die Georgenstrafse gelegt wurde. Die Haupttreppe mündet in den verschiedenen Stockwerken auf einen geräumigen Vorraum, gegen den sich auch die zwei Personenaufzüge öffnen. Die Stufen der Treppe, welche dreiarmig ist, haben eine Breite von $3{,}_{00}$ m resp. $2{,}_{50}$ m. Die Treppe ist auf eisernen Trägern gewölbt, mit Untersberger Marmor belegt und durch ein geschmiedetes und reich vergoldetes Gitter verziert. Die Wände sind mit Stuccolustro in hellen Tönen bekleidet.

Die drei Nebentreppen sind freitragend aus Sandstein construirt. Die combinirte pneumatisch-elektrische Klingelvorrichtung, die Controllapparate und Sprachrohre sind in zweckentsprechender bekannter Weise ausgeführt.

Die Höhen der einzelnen Stockwerke waren bedingt durch die von der Polizei festgestellte Höhe des ganzen Bauwerkes von $18{,}_{80}$ m.

Das Erdgeschofs ist incl. Balkenlage $6{,}_{20}$ m hoch, der erste Stock $4{,}_{80}$ m, der zweite $4{,}_{20}$ m und der dritte Stock $3{,}_{60}$ m, in Summa $18{,}_{80}$ m. Bei dem hohen Grundwasserstande war es nicht rathsam, die Kellersohle tiefer wie $1{,}_{70}$ m unter Terrainhöhe zu legen, daher mufsten die über dem Keller liegenden Räume um $1{,}_{80}$ m über Terrain gehoben werden, so dafs für die Nebenräume der Festsäle im Erdgeschofs nur eine Höhe von $4{,}_{40}$ m zur Verfügung blieb.

Die Anlage der Fenster und Thüren, die Einrichtung der Zimmer, der Corridore, Anrichten, Badezimmer und Toiletten ist analog den Einrichtungen anderer moderner Hotels, nur war es bei dieser Anlage möglich geworden, eine gröfsere Anzahl von Alckvenzimmern zu gewinnen, welche sich der besonderen Gunst des Publicums erfreuen. Dieselben haben eine Gesammttiefe von $8{,}_{60}$ m.

Das Verhältnifs der als Logirzimmer benutzbaren Räume zu denen des Verkehrs stellt sich folgendermaafsen:

1) Die Logirzimmer nehmen ein	2665 qm,	also	53 pCt.
2) die Corridore, Treppen, Aufzüge, Lichthöfe	1175 -	-	$23{,}_{50}$ -
3) die Dienstzimmer, Anrichtezimmer, Bäder, Closets . .	340 -	-	$6{,}_{80}$ -
4) das Mauerwerk	855 -	-	$16{,}_{70}$ -
Summa	5025 qm	=	100 pCt.

Das Erdgeschofs.

I. Das Hotel.

Da das Central-Hotel nicht an einem freien Platze liegt, sondern an der an und für sich sehr schmalen Friedrichstrafse, so mufste der ganze Wagenverkehr auf den Haupthof verlegt werden, wodurch allerdings die Anlage eines glasüberdeckten salonartigen Hofes, wie der des Kaiserhofes in Berlin und der des Hotel Metropole in Wien, aufgegeben werden mufste, dagegen wurde der Vortheil erreicht, dafs sämmtliche an dem unbedeckten Hauptbof liegenden Zimmer directe Luft und besseres Licht erhalten konnten.

Digitized by Google

Der Haupthof hat bei einer Tiefe von $18,_{50}$ m eine Länge von $29,_{70}$ m, also 543 qm Grundfläche, während der Haupthof des Kaiserhofes 15 × 22 = 333 qm, der des Hôtel du Louvre in Paris $16,_5$ × $22,_5$ = 370 qm und des Grand Hôtel ebendaselbst 26 × 26 = 676 qm Grundfläche hat.

Die Wagen fahren von der Friedrichstrafse in den Hof unter die bedeckte Unterfahrt am Haupteingange des Eingangsflures, und verlassen denselben nur durch eine Ausfahrt nach der Dorotheenstrafse.

Der Haupt-Eingangsflur liegt, wie oben ausgeführt ist, an der Georgenstrafse gerade gegenüber dem Ausgange des Stadtbahnhofes. An diesen Flur schliefsen sich die verschiedenen Büreaus, die Portierlogen, die Anfzüge, die Haupttreppen und die Toiletten an.

Die westliche Seite des Hofes nimmt eine Halle von neun Bogen mit zwei vorspringenden Terrassen und einer Freitreppe ein, welche direct in die grofsen Speise- resp. Conversationssäle führen.

Die drei grofsen Säle haben bei einer Gesammtlänge von $59,_{40}$ m eine Breite von $11,_{00}$ m und eine lichte Höhe von $8,_{65}$ m. Der gegen die Georgenstrafse liegende Saal mit einer Länge von $20,_{55}$ m dient vorwiegend zur Abhaltung der Tablo d'hôte für ca. 200 Personen. An diesen schliefsen sich 2 Anrichten, 1 Vorsaal, Garderoben und Damentoiletten an. Der mittlere Saal, $14,_{60}$ m lang, dient speciell als Restaurationssaal, während der dritte Saal, wie der erstere $20,_{55}$ m lang, nach der Dorotheenstrafse zu, gewöhnlich als Lese- und Conversationssaal benutzt wird. Dieser Saal in Verbindung mit einem Orchester, einem Vorsaal, einem Damensalon, einem Anrichtezimmer, sehr geräumigen Garderoben und Toiletten ist zugleich zur Abhaltung von Privatfestlichkeiten bestimmt und deshalb durch eine besondere Treppenanlage und Vorfahrt von der Dorotheenstrafse aus zugänglich gemacht worden. Die $5,_{80}$ m breiten Oeffnungen, welche die drei Säle unter sich verbinden, können durch Holzjalousieen vollständig geschlossen werden.

Diese drei Säle, als ein Ganzes gedacht, sind auch einheitlich decorirt. Ueber einem $1,_{10}$ m hohen Holzpanneel sind die Wände bis zu der Höhe des Kämpfers der Bogenarchitektur in Stuckmarmor ausgeführt, die Bogenblenden und die in gleicher Höhe liegenden Wandflächen durch landschaftliche Darstellungen von A. Hertel und H. Wrage geschmückt. Eine $2,_{00}$ m hohe farbige Voute schliefst sich an eine reich cassettirte Decke an.

Die vor den Sälen gegen den Haupthof liegende Halle sammt den zwei Terrassen dient namentlich im Sommer den Gästen zum beliebten Aufenthaltsort beim Frühstück und nach dem Mittagessen. Im Winter ist diese Halle durch Fenster und Thüren gegen den Hof geschlossen. Der Haupthof ist mit geripptem Asphalt belegt, die Terrassen, Flure, Toiletten haben einen Fufsboden von Terrasso, die Säle im Erdgeschofs eichenen Stabparquetboden erhalten. An dem Haupteingange in der Georgenstrafse befindet sich das Riesel'sche Reisebüreau in Verbindung mit einer Kaiserl. Post- und Telegraphenstation, welche sowohl vom Hotel aus, als auch von der Georgenstrafse zugänglich ist. Von den drei Portierlogen liegt eine an der Einfahrt in der Friedrichstrafse, die andere an der Ausfahrt in der Dorotheenstrafse und die dritte im Haupt-Eingangsflur. Anschliefsend an letztere sind die gesammten Büreaus des Hotels, das Directorialbüreau, das Auskunftsbüreau, die Buchhalterei, die Hotel- und die Haupt-Kasse angelegt.

II. Der Wintergarten. (Bl. 42),

ein grofser glasüberdeckter Saal mit den damit verbundenen Eintritts- und Garderoberäumen in der Dorotheensrafse, den Restaurationssälen in der Georgenstrafse, der Theater- und Concert-Bühne mit Ankleidezimmern und den Anbauten, in welcher sich die Kaffeküche, die Heizkessel und die Closets befinden, bildet eine mit dem Hotel räumlich im engsten Zusammenhange stehende, wenngleich ihrer Bestimmung nach durchaus getrennte Anlage. Es war der Zweck, ein grofses Concert- und Restaurations-Local zu schaffen, welches in jeder Jahreszeit einen gartenartig mit Grün geschmückten gut beleuchteten und gelüfteten mäfsig erwärmten Raum nach Art der Pariser Café-Concerts bieten soll, in welchem die Besucher, zwanglos an Tischen sitzend, allabendlich musikalische oder mimische Vorstellungen geniefsen können, ohne von der in unserem Klima so unbeständigen Laune des Wetters abhängig zu sein.

Berlin besitzt aufser den Kroll'schen Sälen kein einziges Festlocal, welches zur Aufnahme einer nach Tausenden rechnenden Besucherzahl ausreicht. Dem in dieser Richtung oft sich geltend machenden Bedürfnifs trägt, und zwar in bequemster Lage im Inneren der Stadt, der Wintergarten-Saal Rechnung, welcher in unmittelbarer Verbindung mit den drei grofsen Sälen und den Wirthschaftsräumen des Hotels 3300 qm Grundfläche bedeckende zusammenhängende Festlocalitäten bietet, in denen sich ca. 3000 Menschen bewegen können, für deren Aufnahme und Bedienung ohne besondere Veranstaltung jederzeit von Seiten der Organe des Hotelbetriebes gesorgt werden kann.

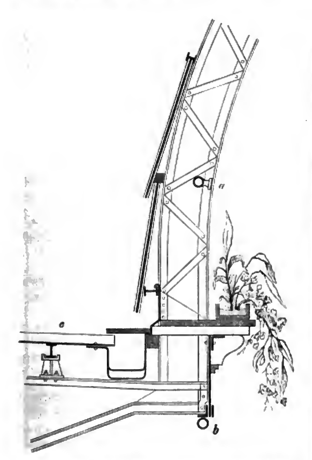
Während die Eingangshallen des Wintergartens mit zwei Garderoben die Querseite an der Dorotheenstrafse begrenzen, liegt vor der entgegengesetzten Querseite an der Georgenstrafse das aus zwei grofsen Sälen bestehende Restaurationslocal, welches eine seiner Lage entsprechende Bedeutung erst nach Eröffnung des Stadtbahnhofes erhalten wird, dessen Ausgang demselben gerade gegenüber liegt. Die Concert- und Theaterbühne nimmt die Mitte der westlichen Längsseite ein, während die an der östlichen Seite befindliche Terrasse vermittelst Treppen zu den Sälen des Hotels führt.

Das Bühnengebäude enthält eine $12,_{50}$ m tiefe und $12,_{20}$ m breite Bühne mit rot. $8,_{00}$ m breiter Oeffnung, vor welcher ein fortnehmbares Podium für das Orchester angelegt ist. Rechts und links liegen an der Bühne in zwei Geschossen 12 Ankleidezimmer, 4 Closets und 2 Treppenanlagen, welche nach den Höfen der Dorotheen- und Georgenstrafse führen. Die Maafse dieser Bühne und die Einrichtung eines $12,_{00}$ m hohen Schnürbodens gestatten zwar die Benutzung für theatralische Zwecke, beschränken dieselben jedoch auf das Genre, welches ohne Bedarf maschineller Apparate gepflegt werden kann. Der Kellerraum unter diesem Gebäude war für Zwecke des Hotels nicht zu entbehren, und ist in demselben der Weinkeller untergebracht worden.

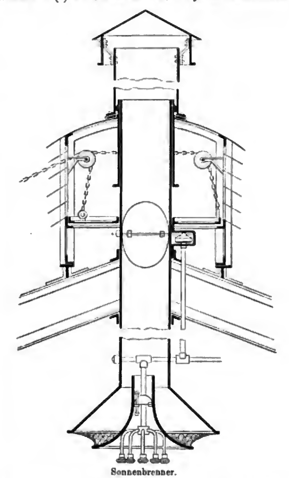
Die Halle des Wintergartens bildet ein Rechteck von $74,_{75}$ m Länge und $22,_{64}$ m Breite bei einer Höhe von $17,_{50}$ m bis zum Scheitel des sattelförmigen Glasdaches und überdeckt eine Fläche von rot. 1700 qm. Die Wandflächen

Digitized by Google

sind durch eine Anordnung von Halbsäulen mit rundbogigem Oberbau in Nischen von $3,_{90}$ m Axe aufgelöst. Darüber zieht sich mit einer im überhöhten Bogen von $3,_{15}$ m Radius ansteigenden Voute die Decke bis auf $68,_{40}$ m Länge und $16,_{30}$ m Breite zusammen, so dafs der Glasüberdeckung eine Fläche von 1115 qm bleibt. Ein sattelförmig ansteigendes Eisengerüst von Gitterträgern mit Pfetten überspannt den Raum frei ohne Horizontalverbindungen. Die $2,_{00}$ m langen und $0,_{78}$ m breiten einfachen Doppelglasplatten liegen in Kitt mit Ueberständen von 5 cm auf **I** förmigen schmiedeeisernen Pfetten und den zwischen gelegten, mit Zinkblech überzogenen Sprossen. Die Frage, ob es nöthig sei, einen derartigen Raum, welcher neben seinen gesellschaftlichen Zwecken auch zur Aufnahme tropischer Pflanzen geeignet angelegt sein mufs, mit doppelter oder einfacher Verglasung zu überdecken, gab Gelegenheit, die widersprechendsten Ansichten über diesen Punkt zu vernehmen. Schliefslich wurde einfache Verglasung gewählt, und findet die Richtigkeit dieser Annahme darin ihre Bestätigung, dafs bisher nach viermonatlicher Benutzung, die einen sehr strengen und schneereichen Januar einschliefst, weder ein Abtropfen der Niederschläge noch eine den Palmen nachtheilige Abkühlung des Glasdaches sich geltend gemacht hat.



Die zwischen vortretenden Rippen gewölbeartig geschalte und geputzte Voute deckt die schmiedeeiserne Consolconstruction, welche die Bogenträger stützend aufnimmt. An den drei Seiten, mit denen das Hotelgebäude den Wintergarten umschliefst, sind diese Consolen unmittelbar mit den Mauern verankert, auf der westlichen Längsseite dagegen bedurfte es $1,_{50}$ m weit nach Aufsen vorgelegter Mauerpfeiler mit $10,_{80}$ m hoher Aufmauerung, um das Gegengewicht und die Verankerung gegen den Schub der Consolconstructionen zu gewinnen. Diese Pfeiler bieten im Innern Gelegenheit, die Einförmigkeit dieser Längswand durch tiefe Nischen zu unterbrechen. Die Voute läfst nach Aufsen einen $2,_{00}$ m breiten Umgang (*c*) um das Glasdach frei, welcher mit Wellenzinkblech gedeckt ist und einerseits die Entwässerung und Reinigung des Daches erleichtert, andererseits aber dasselbe von den Fenstern der Hotelzimmer soweit entfernt, dafs denselben weder Luft noch Licht benommen wird. Eine leichte Drahtvergitterung der Fenster verhindert die Communication der Zimmer des zweiten Stockes mit diesem Umgange, welcher von der Bühnenseite aus zugänglich ist und durch zwei Thüren mit einem inneren Umgange des Glasdaches in Verbindung steht, der, rings um die Oberkante der Voute laufend, zur Aufstellung von Kästen für Schlingpflanzen unmittelbar unter dem Glasdache dient. Die Breite dieses Umganges beträgt $0,_{84}$ m, so dafs hinter den Pflanzenkästen sich die Gärtner bequem bewegen können. Ein 5 mm starkes schmiedeeisernes Wasserrohr (*a*) mit Schlauchauslässen an jedem Deckenbinder



Sonnenbrenner.

dient gleichzeitig als Geländer zum Schutz gegen Herabstürzen und als bequeme Vorrichtung zur Bewässerung der oberen Kästen und zum Besprengen der unteren Pflanzengruppen. Der untere Rundstab des Voutenrandes bildet ein 5 mm starkes Gasrohr (*b*), an welchem Ampeln mit je 3 Flam-

Digitized by Google

men und in 4 Ecken 15flammige Kronen herabhängen. Die Absaugung der verdorbenen Luft bewirken 5 Sonnenbrenner mit je 160 Brennern, in Verbindung mit 5 schmiedeeisernen Jalousie-Aufsätzen, welche nach Innen durch Klappen mit Kettenaufzügen verschliefsbar sind. Ein Gang auf dem First und vier feste Holzstiegen machen das Glasdach von Aufsen für Reinigung und Reparatur zugänglich. Das Gesammtgewicht der Eisenconstruction, welche mit einem Kostenaufwande von 55000 ℳ geliefert und sehr gut montirt worden ist, beträgt einschliefslich der Verankerung 120 Tons.

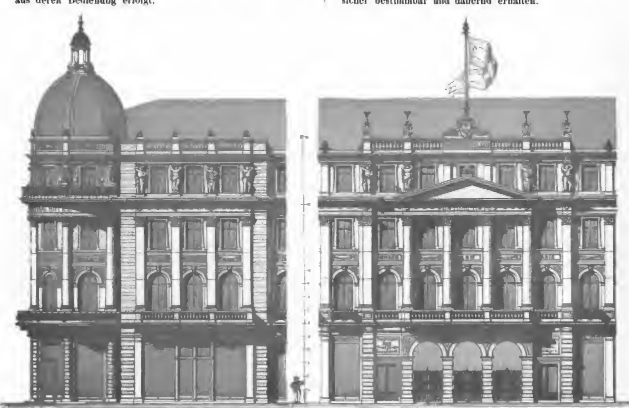
Der Fufsboden des Wintergartens ist betonirt und darüber 2 mm stark mit geschlagenem Gruben-Quarzkies beschüttet, um zwischen den Pflanzengruppen den gartenartigen Charakter festzuhalten. Wenngleich gegen diese Art des Fufsbodens Seitens des Publicums keinerlei Einwand erhoben worden ist, so stellt sich die fast monatlich erforderliche Waschung und theilweise Erneuerung der Kiesdeckung so theuer, dafs demnächst eine Herstellung in Terrasso beabsichtigt wird.

Für grofse Feste wird ein transportabler ca. 500 qm grofser Tanzboden für den mittleren Theil der Halle bereit gehalten, welcher in verbundenen Tafeln auf Lagern besteht und innerhalb weniger Stunden verlegt und aufgenommen werden kann.

Zum Wintergarten gehören noch 10 Logen, je 5 auf jeder Querseite, mit davorliegenden Balcons in unmittelbarer Verbindung mit den Corridoren des ersten Stockes, von wo aus deren Bedienung erfolgt.

Für die innere Ausschmückung des Wintergartens konnte bis jetzt nichts geschehen, da die in ca. 4 Monaten begonnene und beendete Bauausführung weder die erforderliche Zeit noch eine solche Trockenheit der Mauern gewährte, dafs vorerst etwas anderes als ein einfach abgetönter heller Anstrich gemacht werden konnte, mit dem übrigens als Hintergrund für die Pflanzendecoration zumal bei Beleuchtung ein durchaus würdiger Eindruck erzielt ist.

Die Wände und Terrassen sind mit verschiedenartigen hochstämmigen Kalthauspflanzen besetzt, der übrige Raum ist freigelassen bis auf zwei Palmengruppen, welche sich über je einen Tropfsteinunterbau mit vier eisernen Aquarienkästen aufbauen, hinter deren $2,_{50}$ m langen, $1,_{20}$ m hohen Spiegelscheiben von Fischen bevölkerte Grotten mit Wasserpflanzen sich befinden. Ein offenes grottenartiges Wasserbassin bildet der Unterbau der Terrasse. Die Akustik des Wintergartens ist im Allgemeinen eine günstige, wenngleich die Lage des Orchesters in der Mitte der Längswand und die bedeutenden Maafse des Raumes an einzelnen Stellen die Wirkung der Töne nicht zur vollen Geltung kommen lassen. Das Glasdach scheint vielleicht wegen seiner Form im Verein mit den fester in Holz geschalten Vouten ohne nachtheiligen Einflufs auf die Schallwirkung zu bleiben. Die Schwierigkeiten der Erwärmung und der Lüftung des Raumes dürfen als befriedigend gelöst betrachtet werden. Ohne Zugwirkung wird die verbrauchte Luft und der Tabaksrauch des ganz gefüllten Saales vollkommen abgesaugt, und dabei eine Temperatur selbst an den kältesten Tagen von 12° bis 20° C. sicher bestimmbar und dauernd erhalten.



Façaden und Querschnitt. (Bl. 40 u. 41.)

Bei der Ausführung der Façaden-Architektur waren durch die grofse Ausdehnung der drei Strafsenfronten und der Fronten des Haupthofes in einer Gesammtlänge von $368,_{00}$ m gegenüber der beschränkten Summe der zur Verfügung stehenden Mittel alle kostbaren Materialien ausge-

Digitized by Google

schlossen, und mufste dieselbe durch Ziegel und Mörtelputz hergestellt werden. Es ist versucht (s. vorsteh. Holzschn. u. Bl. 41), durch die runden kuppelgekrönten Eckbauten und den hervorspringenden Giebelbau in der Mittelaxe des Gebäudes an der Friedrichstrafse den monotonen Eindruck der ihrem inneren Zwecke entsprechend in schmale Fensteraxen getheilten Fronten zu mildern, als deren einziger Schmuck verzierte und vergoldete Balcons von Schmiedeeisen im ersten Stock und in Mosaik hergestellte farbige Felder unter den Fenstern des zweiten Stockes angeordnet worden sind.

In der Dorotheenstrafse war durch polizeiliche Vorschrift ein Rücksprung von $4,_{10}$ m Tiefe bei einer Länge von rot. $52,_{00}$ m bedingt, welcher als Droschken-Halteplatz für den dort befindlichen Eingang zum Wintergarten sich als nothwendig, zugleich aber für die Benutzung der Erdgeschofs-Locale zu Läden als sehr nachtheilig erwiesen hat.

Die Dächer des Hotels sind theils in Schiefer, theils in Holzcement gedeckt.

Die Heizungs-, Ventilations- und Beleuchtungs-Anlagen, Fahrstühle, Wasserversorgung und Entwässerung des Hotels.

Zur Heizung einer so ausgedehnten Bauanlage bleibt trotz der mancherlei Unbequemlichkeiten in Bezug auf die Ausführung doch kein anderes System anwendbar als Centralheizung mit Wasser oder Dampf. Es ist in vorliegendem Falle eine Dampfheizung gewählt worden, und werden alle Räume mit Ausnahme der Corridore, Treppenhäuser und Toiletten erwärmt, wozu rot. 2200 qm Heizfläche gufseiserner Rippenregister erforderlich wurden, die hinter Gitterverkleidungen in den Fensternischen oder vor den Fensterpfeilern gestellt sind. Bei Berechnung der Heizfläche wurde angenommen, dafs die Zimmer auf + 20° C. erwärmt werden sollen und die gröfste Temperaturdifferenz 40° C. beträgt. Die angeführte Heizfläche vertheilt sich auf die Stockwerke wie folgt:

Erdgeschofs (mit den Läden etc.)	700 qm
erster Stock	440 -
zweiter Stock	420 -
dritter Stock	430 -
vierter Stock	210 -
Summa	2200 qm

Zur Dampferzeugung dienen drei Sicherheits-Röhrenkessel, System Büttner, von zusammen 200 qm feuerberührter Fläche, welche im Keller unterhalb des mittleren Saales aufgestellt sind. Diese drei Kessel bewirken die gesammte Heizung des Hotels. Die drei Schornsteine, welche isolirt durch die Säle nach oben geführt sind, haben einen Querschnitt von $0,_{50} \times 0,_{85}$. Für gewöhnlich genügen zwei der aufgestellten Kessel, während der dritte zur Reserve dient. In den Kesseln wird Dampf von 4 bis 5 Atmosphären Ueberdruck erzeugt, welcher, nachdem seine Spannung durch Reductionsventile auf 2 bis $2^1/_2$ Atmosphären reducirt ist, durch zwei Vertheilungsrohre von je 175 mm lichter Weite senkrecht nach dem Boden geleitet wird. Von hier verzweigen sich die Dampfleitungen auf dem Boden nach allen Seiten und gehen in Strängen von 25 bis 50 mm licht. D., welche in gemauerten Schlitzen der Fensterpfeiler liegen, wieder nach unten und versorgen durch 19 mm starke Verbindungsrohre die Heizregister. Es ist durch Anbringung von Absperrhähnen die Einrichtung getroffen, dafs jedes Zimmer für sich vollständig von der Leitung abgesperrt werden kann. Durch die Anordnung der Hauptvertheilungsrohre auf dem Boden und die so reichlich bemessenen Rohrdimensionen ist eine fast vollständige Beseitigung der in Dampfheizungen so häufig vorkommenden heftigen Schläge erreicht, obgleich sich eine zeitweise tönende Bewegung der Registerventile noch nicht vollständig hat abstellen lassen. Das Condensationswasser wird in Strängen von 19 bis 31 mm l. D., welche in denselben Schlitzen wie die Dampfleitungsrohre liegen, nach unten geführt, dort gesammelt und schliefslich durch zwei Hauptrohre von 125 mm D. nach dem Kesselhause geleitet, woselbst es durch Wassertöpfe, die den Dampf zurückhalten, in gemauerte Cisternen abfliefst. Letztere dienen gleichzeitig als Speisereservoire für die Kessel.

Die Ventilation der Säle wird folgendermaafsen bewirkt: Der Speisesaal für Table d'hôte und der Conversations- und Lese-Saal entnehmen ihre frische Luft aus Canälen, die im Wintergarten entlang geführt sind, und in welche die Luft durch ca. $8,_{00}$ m hohe Schlote tritt, die in den kleinen Höfen zur Seite der Säle angebracht sind. Durch kleine Canäle in den Pfeilern der Kellerfenster tritt die frische Luft unter den Heizregistern in die Säle aus. Der mittlere Speisesaal erhält seine frische Luft durch zwei Canäle aus dem Haupthofe. Dieselben sind an den Gewölben des Kellers entlang geführt und münden in den vier Ecken des Saales unter den dort aufgestellten Heizregistern. Die schlechte Luft wird durch drei Luftschachte, welche zusammen einen Querschnitt von rot. 4 qm haben und in der Mitte des Gebäudes liegen, abgeführt. Abends wird aufserdem bei Gasbeleuchtung ein kräftiger Luftabzug noch über den 5 Kronen durch Luftrohre von $0,_{30}$ m D. bewirkt, welche über denselben mündend vertical bis über die Dächer geführt sind. Eine weitere Zuführung von frischer und Abführung von verbrauchter Luft erfolgt durch Canäle in den Vouten, welche über dem Wintergartendach ins Freie münden. Der Table d'hôte- sowie der Conversations-Saal haben je einen Rauminhalt von ca. 1800 cbm. Der Querschnitt jedes Luftzuführungscanales beträgt $0,_{80}$ qm, so dafs also bei der verhältnifsmäfsig geringen Geschwindigkeit von $1,_{50}$ m pro Sec. eine zweimalige Lufterneuerung pro Stunde stattfindet. Der mittlere Saal hat ca. 1300 cbm Rauminhalt, der Querschnitt der Luft zuführenden Canäle ist $0,_{60}$ qm. Hier ergiebt sich ebenfalls eine zweimalige Lufterneuerung pro Stunde bei oben angegebener Geschwindigkeit von $1,_{50}$ m pro Secunde.

Die Logirzimmer werden dadurch ventilirt, dafs die Schlitze, in denen die Heizrohre liegen, als Ventilationscanäle dienen. Letztere erweitern sich nach oben hin von Stockwerk zu Stockwerk. Die heifsen Dampfrohre in diesen Schlitzen wirken stark absaugend, so dafs hierdurch ohne Anwendung irgend welcher Motoren eine natürliche Ventilation geschaffen ist.

Der Wintergarten hat eine Dampfluftheizung, welche in der Weise angeordnet ist, dafs an den Längsseiten desselben Luftcanäle sich befinden, welche mit ihrer Sohle $2,_{00}$ m unter Terrain liegen und begangen werden können. Diese Canäle erhalten frische Luft durch zwei zur Seite des Orchesters ausgeführte Hauptschachte von zusammen $3,_{8}$ qm Querschnitt und gestatten bei $1,_{5}$ m Geschwindigkeit per Secunde in dem

Digitized by Google

Wintergarten, welcher ca. 20500 cbmRauminhalt hat, eine einmalige Lufterneuerung pro Stunde. Die Heizkörper liegen in den Luftzuführungscanälen mit rot. 700 qm Heizfläche. Die erwärmte Luft tritt vor den Kellerfenstern, an der entgegengesetzten Seite vor den Nischen durch gufseiserne Gitter aus, welche im Fufsboden liegen.

Der Dampf für die Heizkörper des Wintergartens wird durch zwei Rohre von 100 mm Durchmesser zugeführt. Sämmtliche schmiedeeiserne Rohre von kleinerem Durchmesser haben Muffen mit Rechts- und Links-Gewinde nach dem Perkins'schen Heifswassersystem. Die gröfseren gufs- und schmiedeeisernen Flanschrohre werden mit Asbest gedichtet, welches die Erfahrung als bestes Dichtungsmaterial festgestellt hat. Die Ventilation des Wintergartens geschieht vorwiegend durch 5 Sonnenbrenner, über denen auf dem Glasdache Dachreiter mit verstellbaren Jalousieklappen angebracht sind. Vgl. den Holzschnitt auf Spalte 182.

Der Brennmaterialverbrauch für das ganze Hotel und den Wintergarten berechnet sich nach den Erfahrungen des kältesten Monates im Winter 1880/1881 auf ca. 2000 Ctr. Kohlen pro Woche.

Die Wasserversorgung, welche für das Hotel und den Wintergarten sich auf einen effectiven Bedarf von 1700 cbm pro Woche berechnet, umfafst die Wasserzuführung für die Kessel, die Küche, für die 70 Closets, 60 Pissoirs und 86 Ausgufsbecken, ferner für 6 Bäder, 2 Personen-, 1 Gepäck- und 4 Speise-Aufzüge, für 6 Aquarien und verschiedene Spreughähne im Wintergarten, in den Höfen und in den drei Strafsen.

Das Wasser wird durch zwei Hauptrohre von 160 mm Durchmesser von der Dorotheen- und Georgenstrafse eingeführt, und geht in einem Rohre von demselben Querschnitt quer durch das Gebäude, von dem sich dann die Nebenstränge abzweigen. Dieses Rohr ist in der Mitte durch einen Schieberhahn abgesperrt, um bei ungleichem Wasserverbrauch der anliegenden Strafsen den Durchgang des Wassers durch den Hotelwassermesser zu verhindern. Bei etwaigen Reparaturen einer der Hauptstrafsenleitungen wird der Schieberhahn geöffnet, und somit das ganze Hotel nur von einer der beiden Strafsenleitungen interimistisch gespeist. Closets, Pissoir und Bäder sind in allen Stockwerken in genügender Zahl vorhanden, es kommen auf je 8 bis 10 Personen 1 Closet. In jedem Stockwerke sind ferner 8 Wasserauslässe, von denen zwei auch mit Warmwasser versehen sind, angelegt.

Letztere sowie die Bäder werden durch einen Warmwasserkessel versorgt, welcher im Kesselraum aufgestellt ist. Auf dem Boden des Hotels, $22,_{00}$ m über Terrain, ist ein schmiedeeisernes Wasserreservoir von $6,_{00}$ m Länge, $2,_{80}$ m Breite und $2,_{50}$ m Höhe aufgestellt, welches zur Speisung der Aufzüge dient. Es wird durch ein 100 mm im Durchmesser weites Steigerohr direct durch die städtische Wasserleitung gefüllt, und ist mit Schwimmkugelhahn versehen. Jeder der Aufzüge hat sein besonderes Speiserohr direct vom Reservoir, um einen möglichst ruhigen Gang der Fahrstühle zu erzielen.

Die zwei Personenaufzüge gehen von dem Eingangsflur bis zum dritten Stock, und kann jeder 6 bis 7 Personen bei einer Geschwindigkeit von $0,_{50}$ m pro Secunde befördern. Die Aufzüge werden durch einen Stempel bewegt, der in einem 212 mm im Durchmesser weiten Druckrohr geführt wird, welches in einem als Brunnen versenkten Rohre von 800 mm Durchmesser steht. Letzeres ist bis auf die Tiefe von $16,_{50}$ m unter Kellersohle gesenkt und $1,_{00}$ m hoch mit Beton ausgeschüttet. Die Personenaufzüge sind mit einer entlasteten Kolbensteuerung versehen.

Der Gepäckaufzug führt von der Kellersohle bis zum vierten Stock und kann das Gepäck von dem Haupt-Eingangsflur nach dem in jedem Stockwerke befindlichen Gepäckdepot schaffen. Der Aufzug ist ein indirecter, d. h. Cylinder mit Kolben und mit fünffacher Uebersetzung versehen. Es sind Schieberventile nach amerikanischen Mustern angebracht. Sowohl die Personenaufzüge als auch der Gepäckaufzug haben doppelte Fangvorrichtungen erhalten.

Die Entwässerung des Hotels wird durch 6 Rohre von 150 mm Weite bewirkt, von denen nach jeder der drei das Hotel umgebenden Strafsen zwei Rohre gelegt sind und dort an die städtische Canalisation anschliefsen. Die Ventilation des Canalisationssystemes wird dadurch bewirkt, dafs sämmtliche Abflufsrohre bis über die Dächer fortgeführt sind.

Die Beleuchtung des Hotels geschieht durch Gas, und hat jedes Zimmer seinen Deckenauslafs. 4 Gasmesser von zusammen 1200 Flammen versorgen das Hotel. Die Läden, das Café Restaurant und der Wintergarten haben jeder einen eigenen Gasmesser. Die Gasleitung zerfällt in drei selbstständige Haupttheile, Dorotheen-, Friedrich- und Georgenstrafse, um eine völlige Gasbetriebsstörung unter allen Umständen unmöglich zu machen. Im Hotel und Wintergarten werden in jeder Woche der Wintermonate an 8000 cbm Gas verbraucht, im Wintergarten allein pro Stunde ca. 140 cbm.

Die Baukosten des Hotels haben betragen 2 625000 ℳ, mithin bei einer Bebauung von 5025 qm Grundfläche rot. 520 ℳ pro qm. Die Baukosten des Wintergartens haben sich auf 375000 ℳ gestellt, mithin bei ca. 2200 qm bebauter Grundfläche auf rot. 170 ℳ pro qm.

Die Bauausführung ist in Generalentreprise durch die Herren Karchow, Guthmann und G. Schwarz bewirkt. Die sämmtlichen Heizungs-, Ventilations- und Beleuchtungs-Anlagen, die Wasserversorgung und Entwässerung sowie die Einrichtung der neun verschiedenen Fahrstühle sind von Herrn D. Grove ausgeführt worden. Die Eisenconstruction der Wintergarten-Ueberdachung lieferte die Harzer Actien-Gesellschaft für Eisenbahnbedarf etc., vormals Theien und Weydemeyer.

Berlin, im Januar 1881.

v. d. Hude u. Hennicke.

Digitized by Google

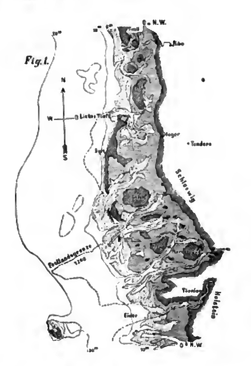
Studien über die Gestaltung der Sandküsten und die Anlage der Seehäfen im Sandgebiet.

I. Die Gestaltung der Sandküsten.

1. Capitel. Die Bildung der Sandküsten im Allgemeinen.

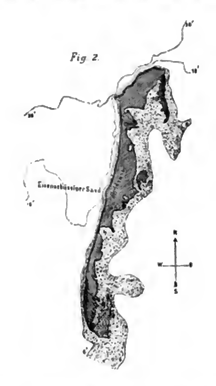
§. 1. Allgemeine Umgestaltungen der Küsten.

Die Küsten des Meeres sind in beständiger Umbildung begriffen. Wellen und Strömungen nagen an den Ufern, unterwaschen die steilen Hänge, lösen gewaltige Felsmassen ab und führen die Trümmer derselben an geschützte Stellen, wo sie neue Verlandungen erzeugen. Quellen und Tagewässer des Binnenlandes unterstützen die Erosivwirkung des Meeres; und die Naturkräfte, welche auf der festen Erdrinde in langsamer Arbeit die Gebirge verflachen und die Ebenen gestalten, stehen dem Angriff des Meeres gegen den Küstensaum erfolgreich bei.



Die Trümmer der Steilküsten bleiben nicht unverändert an Ort und Stelle. Stets erneute Wellenschläge vermindern ihre Gröfse; sie sinken allmälig auf dem Uferhange hinab in die Tiefe, oder die Strömung führt sie auf demselben weiter. So ist das Festland umsäumt mit einem beweglichen Gürtel gröberer und feinerer Geschiebe. Nur wo steile Felsenwände in bedeutende Tiefen hinabtauchen, fehlt der Wanderstrand. Je widerstandsfähiger die Materialien, aus welchen die Küste gebildet ist, und je schwächer die Angriffe sind, welche Wind und Wellen auf sie ausüben, um so langsamer erfolgt die Zerstörung. Der geologische Bau und die Orientirung des Ufersaums sind in erster Linie hierauf von Einflufs.

Die weitaus häufigste Erscheinung, so häufig, dafs manche sie als allgemeines Gesetz erklären,[1]) wird durch die Worte charakterisirt: die Vorsprünge weichen zurück, die Buchten füllen sich aus. Das Meer ist bestrebt, seinen Saum auf weite Längen hin geradlinig zu begrenzen oder doch in flachen Curven abzurunden. Da aber die Bodenarten und Gesteine des Ufers von verschiedener Härte sind, so erleidet jene Regel vielfache Ausnahmen, während andererseits das örtliche Auftreten des Wellenschlags und der Strömungen öfters Abweichungen veranlafst. So bietet die Westküste der Bretagne ein Beispiel der durch den geologischen Bau verursachten Zerklüftung eines früher abgerundeten Ufers. Dort ist in dem breiten, aus Uebergangsgebirge bestehenden Streifen, welcher zwischen den granitischen Ketten der Nord- und Südküste eingelagert sich findet, die geräumige Bai von Douarnenez und die beste Rhede des



Continents, an welcher der Kriegshafen Brest liegt, von dem aus hoher See anprallenden Wellenschlage ausgewaschen. Ein Blick auf das Kärtchen (Fig. 1) der den heftigen Weststürmen ausgesetzten nordfriesischen Küste, in welchem der Zustand von 1240 nach Dankwerths Chronik durch die punktirte Linie angedeutet ist, beweist, mit welcher Gewalt ungünstiges Zusammenwirken von Wellen und Strömungen ein vormals glattes Ufer zu zerstören vermag. In derselben Weise zeigt sich oft genug, dafs Vorsprünge vor dem Ufer ständig weiter wachsen, z. B. die Spitze von Dungeness,[1]) welche in 52 Jahren um 90 Yards vorgewandert ist, ebenso Darsserort an der neuvorpommerschen Küste,[2]) wo die abwechselnd aus Südwesten und aus Osten kommenden Strö-

1) Amédée Burat, Voyages sur les côtes de France. p. 12.

1) Report upon the subject of harbours of refuge, p. 3.

2) Hagen, Seebau II, p. 104.

Digitized by Google

mungen ein streifenweises Verschieben des Ufers veranlassen, ähnlich wie ein Baum seine Jahresringe bildet.

Richtiger erscheint es daher, jenes allgemeine Gesetz folgendermaafsen zu fassen: Wo der Angriff stark oder die Widerstandsfähigkeit schwach ist, bricht die Küste ab; wo die Strömungen günstig oder die Wellen machtlos sind, wandert die Küste vor. Am häufigsten ist jenes bei Ufervorsprüngen, dieses bei Buchten der Fall. Dafs jedoch auch umgekehrt eine Bucht in der Rückwanderung und eine unmittelbar daneben liegende Uferspitze in der Vorwanderung begriffen sein kann, dafür liefert die Insel Hiddensöe bei Rügen ein treffendes Beispiel. In Fig. 2 sind die im Abnehmen befindlichen Theile der westlichen Küste mit starken Strichen, die im Zunehmen befindlichen Theile dagegen mit Schraffirung bezeichnet. Der vorherrschende Nordwestwind nagt den leicht beweglichen Sand aus der westwärts offenen Bucht und treibt ihn an die Südspitze, wo er sich streifenweise ablagert.

§. 2. Umgestaltung der Erosionstrümmer in Sand. Bildung des Küstensaums an Steilküsten.

Die erste und wichtigste Quelle der Materialien, welche den beweglichen Küstensaum bilden, ist die Zerstörung der felsigen und thonigen steilen Uferränder. Die groben Geschiebe bleiben zunächst in der Nähe ihres Ursprungs, durch die Wellen stets von neuem in Bewegung gebracht und so lange benagt, bis die Strömung sie weiterzutreiben vermag. Da unterwegs ihre Gröfse sich ständig vermindert, andererseits aber neue Materialien von den passirten Küsten hinzukommen, so ändert sich successive die Beschaffenheit des Strömungsgutes. Besteht die Zufuhr nicht aus groben und harten Geschieben oder hört sie endlich ganz auf, dann nimmt das Korn mehr und mehr ab, die Kiesel gehen in Kies über, der Kies in Sand. Der Abgang ist feiner Staub, der in die Tiefen des Meeres versinkt.

Wo die Wellen am stärksten sind, am oberen Ende des Strandes, liegen die gröbsten Materialien, deren Volum nach unten zu rasch abnimmt. An der ligurischen Riviera di Ponente läfst sich die Uebereinanderlagerung der je nach Stofskraft des Wellenschlags verschieden groben Strandgeschiebe von centnerschweren Felsblöcken bis zum feinen Sand verfolgen, dessen Vorhandensein sich übrigens auch dem flüchtigen Blick rasch verräth, da bedeutende Massen durch die Sturzwellen zwischen die obersten Steinblöcke und darüber hinaus geschleudert werden. [1]) „Auf dem Theile des Strandes, welcher der Brandung ausgesetzt ist, wandern alle Materialien, Grand, Kiesel, Felsgerölle, da sie unaufhörlich bald von den schräg gerichteten Wellen aufgehoben und vorwärts gestofsen werden, bald in Richtung des gröfsten Gefälles durch ihre eigene Schwere herabgleiten, im Zickzack längs der Küste, je nach dem Wind vor- oder rückwärts, im Allgemeinen jedenfalls in dem durch die herrschenden Winde vorgeschriebenen Sinne. In gröfserer Tiefe, wo die Wellen zwar nicht mehr branden, aber doch noch Aufwirbelung des Grundes verursachen, ergreift die Strömung, welche an und für sich zu schwach ist, um die Materialien in Bewegung zu setzen, dieselben, während sie momentan suspendirt sind, und transportirt sie in Richtung der Strömung sprungweise weiter. Diejenigen feinen Körperchen endlich, welche in unruhigem Wasser dauernd suspendirt bleiben, werden von der Strömung continuirlich weitergeführt." Beweise für die Existenz der Wanderung der verschiedenen Geschiebe finden sich in allen Buchten und Golfen der Felsküsten; sogar dort, wo mächtige Gebirgsketten im Meere versinken, in unmittelbarer Nähe jener Stellen, an welchen bedeutende Tiefen bis dicht ans Ufer reichen. So lagert sich z. B. bei Nizza, wo die Seealpen, und bei St. Jean de Luz, wo die Pyrenäen in das Meer eintauchen, an geschützten Stellen, je nach den localen Verhältnissen verschieden gemengt, Gerölle, Kies und Sand derart ab, dafs die gröberen Körper in der Nähe des Ursprungsortes stets den oberen Rand des Strandes bilden, in gröfserer Entfernung jedoch mehr und mehr verschwinden.

1) Voisin-Bey, Les Ports de Mer, p. 62.

Die mineralogische Untersuchung der Wandergeschiebe verräth am sichersten ihren Ursprung. An der französischen Nordküste findet die Wanderung von Westen nach Osten statt. Bei Luc an der Calvadosküste enthält das bewegliche Material des Meeresstrandes über 60 Procent Kalk, an der Seinemündung nur noch 35 Procent, da westwärts jenes Ortes die zwischen Thonschichten eingelagerten Kalke, welche nach Auswaschung des Thons in das Meer stürzen, ostwärts aber vorzugsweise Thonwände mit eingesprengten Sandnestern die Zufuhr liefern. Noch weiter nach Osten zu überwiegen mehr und mehr die Ueberreste der zertrümmerten Kreidefelsen der Basse-Normandie. Die ausgewaschenen Feuersteinknollen, welche der Ebbestrom auch nach Le Havre führt, bilden bei Dieppe vorzugsweise den Strand. Nach der belgischen Grenze hin werden die Materialien feiner und feiner, weil das Juragebirge des Boulonnais keine Kiesel zuführt. Bei Calais sind selbst die letzten Reste der Silex zu Sandkörnchen abgeschliffen. Sand ist fast an jeder Küste in bedeutender Menge vorhanden. An den Steilküsten begnügt er sich jedoch mit bescheidener Lage in den unteren Theilen der Strandböschung und rückt nur an sehr geschützten Orten weiter aufwärts.

§. 3. Bildung des Küstensaums an Flachküsten.

Die Flachküsten sind das eigentliche Element des Sandes. Wo die Niederungen der Tertiär- und Quaternärperiode bis unmittelbar ans Meer reichen, an der deutschen und russischen Ostseeküste, an dem Continentalrand der Nordsee, an der Landesküste von Gascogne, überall haben sich in moderner Zeit Sandstrände ausgebildet. So ist z. B. [1]) das Aestuarium der Aa bei Dunkerque durch die Colmationen des Flusses mit Diluvialgeschieben angefüllt und zu einem Delta umgewandelt worden, dessen seeseitige Grenze so lange sumpfig und unbestimmt blieb, bis Winde, Wellen und Strömungen den jetzigen Strand, dessen Material von den normannischen Falaises jenseits Cap Blanc-Nez herrührt, gebildet hatten. An den Binnenmeeren ohne merklichen Fluthwechsel ist die Strandentwickelung nicht so bedeutend als an den Küsten im Tidegebiet, wo die Breite, welche bei Ebbe frei wird, oft mehrere Kilometer beträgt, in der Baie de la Cancale z. B. nahezu 20 km, so dafs die Fluthwelle

1) Burat, Voyages Cap. I.

Digitized by Google

mit der Geschwindigkeit eines galoppirenden Pferdes vorstürmt.

So verschieden nun auch je nach Winden, Wellen und Strömungen die Neigungswinkel der Strände sind, so folgen doch alle demselben Bildungsgesetz. Da auf dem Meeresgrund die Wasserelemente bei Wellenerregung nicht ihre elliptischen Schwingungen vollenden können, sondern nur pendelartig in horizontalem Sinne sich bewegen, so tritt durch die Reibung und den Stofs eine Aufwühlung der Sandkörnchen ein. Dieselben werden auf diese Art in die Wellenbewegung mit hineingezogen; bei der gröfsten Geschwindigkeit erhalten sie sich schwebend; zur Zeit der Umkehr der Bewegungsrichtung senken sie sich momentan. Der Seeboden an der Küste ist diesem Vorgange gemäfs gestaltet; der flachste Theil, auf welchen der letzte Wellenberg aufläuft, wird als der eigentliche „Strand" angesehen und hiernach auch benannt. An den Stellen, wo beim Rücklauf die vorderen Wellen mit den nächstfolgenden, im Aufsteigen begriffenen zusammentreffen, wo also jene momentane Senkung des suspendirten Sandes erfolgt, bilden sich „Riffe" mit steilerer Böschung. Die Riffe steigen und fallen mit dem steigenden und fallenden Wasserspiegel, so dafs vorzugsweise an dieser Stelle fortwährend grofse Mengen Sandes in Bewegung sind.

Da jedoch der Küstenstrom gleichzeitig einwirkt, so kehrt der Sand nie wieder an dieselbe Stelle zurück, sondern schreitet der Küste allmälig entlang. Indem sich hierbei alle Unregelmäfsigkeiten ausfüllen, ist der Strand bei Flachküsten meist in schlanken Curven, welche der Richtung des Seeganges und den herrschenden Strömungen entsprechen, oft fast geradlinig ausgebildet. Kleineren Unregelmäfsigkeiten des Festlandes, besonders scharf eingeschnittenen Buchten, folgt weder die Strömung, noch der durch Strömung und Wellenschlag hervorgerufene bewegliche Küstensaum, welcher nur in den Hauptzügen der Begrenzungslinie des Meeresspiegels parallel läuft. Häufig werden auf diese Weise Seen vom Meere abgetrennt, welche sich mit süfsem Wasser füllen, sobald stärkere Zuflüsse aus dem Binnenlande in dieselben einmünden, wiewohl die Verbindung mit dem Meer durch einzelne Rinnen aufrecht erhalten bleibt. Besonders reichlich entwickelt finden wir derartige Küstenseen an der preufsischen Ostseeküste und an der Küste des Languedoc. Die schmalen Landzungen, welche die südfranzösischen Étangs vom Meere trennen, können z. B. als isolirte Uferwälle, die in der beschriebenen Weise entstanden sind, betrachtet werden. Zuweilen wird auch eine bereits vorhandene Reihe von Inseln oder Klippen durch Zwischenlagerung der Wandersände untereinander und mit dem Festlande verbunden. So bildet sich zwischen den Iles d'Hyères bei Toulon ein Uferwall allmälig aus; die dem Continent zunächst liegende Insel Giens ist bereits trockenen Fufses erreichbar. Auch die ostpreufsischen Nehrungen, welche an mehreren Stellen diluviale Gebilde zeigen, scheinen in ähnlicher Weise, durch Vereinigung vormaliger Inseln mit dem Festlande aufgebaut zu sein.

Die Geschwindigkeit, mit welcher die Ausbildung der Nehrungen erfolgt, hängt zum grofsen Theile von der Sandführung des Küstenstromes ab. Doch wäre es unrichtig, aus dem Volum der Anlandungen direct das absolute Maafs der wandernden Geschiebe ableiten zu wollen, weil der gröfsere Theil derselben entweder gar nicht zur Ablagerung gelangt oder sofort wieder weggerissen wird. Ueberhaupt sind die Schätzungen über die Sandmassen, welche von den Küstenströmungen transportirt werden, höchst ungenau und wohl meistens zu gering. Man hatte z. B. früher angenommen, in das Mündungsbecken der Seine würden jährlich etwa 1 bis 1½ Mill. cbm Sand und Schlick eingeführt, während nach den Untersuchungen Éstignards [1]) die jährliche Verlandung in den letzten Jahrzehnten 15 bis 20 Mill. cbm betragen hat. Die guten Resultate, welche man bei Dieppe, Fécamp und Le Havre durch Wegbaggerung und Auffangung des hinzuwandernden Kieses aufserhalb der Häfen erreichte, ermuthigten sogar dazu, ähnliche Vorschläge für Häfen im Sandgebiet zu machen. Derartige Versuche mufsten resultatlos bleiben, weil der breite Küstensaum, den die beweglichen Sände bilden, ein unermefsliches, von den Ufern her ohne Unterbrechung gespeistes Reservoir für die Verlandungen ist, während der Kies nur in einer schmaleren Zone vorwärts geschoben wird und seine absoluten Mengen erheblich kleinere sind. Solche Bauten jedoch, welche das Ufer zu decken und somit eine Quelle der Zufuhr den Küstengeschieben abzuschneiden bestimmt sind, werden stets von günstigem, doch geringem Einflufs auf die Verminderung der wandernden Materialien und die Tiefhaltung der Häfen sein.

§. 4. Einflufs der Sinkstoffe aus Binnenflüssen auf die Bildung des Küstensaums.

Wenn die Zerstörung der Steilufer die erste Quelle des Sandes der Flachküsten ist, so mufs als zweite Quelle die Verwitterung der Gebirge des Binnenlandes angeführt werden, deren letzte Producte an den Sandküsten zur Ablagerung gelangen, soweit sie nicht als feiner Schlick direct in das grundlose Meer geführt werden. [2]) „In den Flüssen und Bächen findet eine beständige Abschleifung der hineingerathenen Fragmente statt, die allmälig durch die beständige Bewegung abgerundet und zu stets kleineren Rollsteinen gleichsam vermahlen werden, bis endlich nur feiner Sand übrig bleibt. — Von besonderer geologischer Wichtigkeit sind diejenigen Materialien, welche in Strömen und Flüssen in einem Zustande so feiner Aufschlämmung fortgeführt werden, dafs man die einzelnen Theile nicht mehr mit blofsem Auge unterscheiden kann, sondern nur eine mehr oder minder bedeutende Trübung des Wassers wahrnimmt. Dieselbe wird weit in das Meer hinein getragen, wo die Sinkstoffe erst nach und nach äufserst langsam zu Boden fallen." Der fruchtbare Schlick, welcher die Trübung verursacht, wird jedoch nicht immer dauernd dem Festland entzogen, sondern giebt unter gewissen Umständen Veranlassung zu Verlandungen in der Flufsmündung selbst oder seitlich derselben. Besonders interessant ist in dieser Beziehung die Verschlammung der Baien des Pertuis Breton und Pertuis d'Antioche, [3]) in welche nicht nur die Schlickmassen der Sèvre Niortaise, Charente, Seudre und mehrerer kleinerer Küstenflüsse, sondern auch bei Ebbeströmung sehr bedeutende Sinkstoffmen-

1) Éstignard, L'embouchure de la Seine.

2) Vogt, Grundrifs der Geologie p. 385.

3) Bouquet de la Grye, Étude hydrographique de la Baie de La Rochelle.

Digitized by Google

gen der Gironde eingeführt werden. Die jurassischen Kalkfelsen, welche früher die Küste bildeten, und an denen man die Spuren der Wellenwirkung noch deutlich erkennen kann, liegen fast überall weit zurück, vom jetzigen Strand durch (3 bis 7 km) breite Marschen getrennt. Aehnliche Anschlickungen bilden sich an den deutschen Nordseeküsten.

In den meisten Fällen ist der Schlick dem Meere verfallen, das ihn aus dem Sande auswäscht und in seinen von der Wellenbewegung unberührten Tiefen niederschlägt. So erklärt es sich z. B., dafs an der Küste von Gascogne, wiewohl doch Adour und Garonne enorme Massen Geschiebe und Sinkstoffe aus den Pyrenäen zuführen, nahezu Gleichgewicht eingetreten ist. Während der Tertiär- und Quaternärperiode [1]) häuften die Wildwässer, welche sich allmälig zu jenen beiden Flufsläufen umbildeten, in mehreren grofsen Dejectionskegeln Kiesel, Sand und Schlick zu der kolossalen Ebene an, welche heute Landes de Gascogne genannt wird. Unter der welligen Sandfläche findet man überall eine feste Bank von Sandconglomerat mit kieseligem eisenhaltigen Bindemittel (alios). Jetzt fliefsen Schlick und Sand zum gröfsten Theil, da die Küste dem steil abfallenden Rand der tiefen See ungemein nahe gerückt ist, direct dorthin ab. Nur ein relativ geringer Theil wird nördlich und südlich der Küste entlang geführt.

Ueberhaupt ist weder die Gröfse der Geschiebe- und Sinkstoffmengen, noch viel weniger die Gröfse der Wassermengen, welche von den Flüssen geführt werden, allein maafsgebend für den Antheil, welchen sie an der Strandbildung nehmen. Die Wind- und Strömungsverhältnisse, die Nähe des tiefen Meeresgrundes und topographische Lage ihrer Mündungen spielen in der ersten Beziehung eine wesentliche Rolle, in zweiter Beziehung aber der Umstand, dafs die bedeutendsten Trümmermassen nicht von denjenigen Strömen zugeführt werden, welche aus nachhaltigen starken Quellen ihre Speisung finden, sondern von den Wildbächen und wildbachartigen Flüssen, die oft nahe am Versiegen sind, dann aber wiederum nach starken Regenstürzen zu kräftigen „Arbeitern“ (travailleurs) anwachsen, denen selbst mächtige Felsblöcke nicht widerstehen. So haben sich Var, Vésubie, Paillon und Tinée in den Seealpen, Têt, Tech und Agly im Languedoc, wiewohl ihr Lauf nur kurz, ihre durchschnittliche Wassermenge nur gering ist, weite Ebenen vor der Mündung angehäuft und arbeiten dauernd weiter. Der Rhône hat sich selbst die Möglichkeit verlegt, gröbere Körper bis zum Meer zu führen, da er von Arles ab mit sehr geringem Gefälle in einem selbstgeschütteten Bette fliefst. Mehrfache Untersuchungen stellten aber zweifellos fest, dafs die Wandersände, welche den Hafen von Cette belästigen, nichts anderes sind als die Ueberreste der Rhône-Geschiebe. [2]) „Die Analyse der Herren Élie de Beaumont und Dufresnoy legt unwidersprechlich dar, dafs die Sandproben der Küste zwischen Cette und der Camargue von der Verwitterung jener Gesteine herrühren, welche durch den Rhône und seine Nebenflüsse durchzogen werden, einestheils weil sie nur aus granitischen Elementen bestehen, Quarz, Glimmer und Feldspath, andererseits, weil sie nur wenig Kalk enthalten, während doch die Küstengebirge aus Kalkstein gebildet sind.“ Der durch Temperatureinflüsse hervorgerufene Küstenstrom, dessen Vorhandensein an der Languedoc-Küste in Richtung N.O. zu S.W. zwar erwiesen scheint, ist bei weitem zu schwach, um allein die Sände weiterzubewegen. Doch wenn eine starke Dünung in derselben Richtung dazukommt, so wühlen die Wellen den Grund auf und die Strömung transportirt die aufgehobenen Körperchen längs dem Küstensaume voran. „Grobe Sandkörner wandern in beständig unterbrochener, sprungweiser Bewegung schräg abwärts, bis sie an einen Punkt kommen, wo die Welle sie nicht mehr erreichen kann; dort lagern sie sich ab und bilden eine bleibende Verlandung. Sehr feine Sandkörner werden, so zu sagen, im Wasser suspendirt und wandern mit ihm, in welcher Richtung es auch sei und wie grofs immer der Seegang ist. Nach hergestellter Ruhe jedoch streben sie sich niederzulegen, und sinken zum Grund hinab mit einer je nach dem Grad ihrer Dichte mehr oder weniger grofsen Geschwindigkeit. Die Dauer ihres Falles beträgt oft nur wenige Secunden, oft aber auch mehrere Stunden.“ Da diese feinen Theilchen schon bei geringer Bewegung aus den gröberen Materialien herausgewaschen werden, am Uferrande selbst aber, wo ständige Brandung herrscht, überhaupt nicht zur Ablagerung gelangen können, findet man an den höchsten Stellen des Strandes Kiesel und starkkörnigen Grand, weiter seewärts in einem 2 bis 3 km breiten Gürtel feineren Sand, sodann ein Gemenge von Sand und Schlick, in welchem der letztere um so mehr vorwaltet, je weiter man sich von der Küste entfernt, in 4 km Abstand endlich nur noch Schlick (bei ca. 25 m Tiefe). Auch die eingehenden Untersuchungen des Ingenieurs M. Guérard [1]) haben aus der Form der Tiefenlinien nachgewiesen, dafs eine constante Temperaturströmung bis auf 90 m Tiefe die Ablagerungen der schlickigen Sinkstoffe gestaltet, welche theils direct aus dem Rhône stammen, theils von der Zerstörung weniger feiner Gerölle durch Wellenschlag herrühren. Dagegen ist nach seinen Untersuchungen die Vertheilung und der Transport des vom Rhône zugeführten Sandes oberhalb der 20 m-Tiefenlinie wesentlich eine Wirkung der Wellen und der vom Winde erzeugten Strömungen, die Gestaltung der Ufer selbst endlich ein Resultat des durch Stürme hervorgerufenen Seegangs.

§. 5. Breite der Zone, in welcher die Wanderung der Sände stattfindet.

Hierdurch ist gleichzeitig für einen Specialfall nachgewiesen, bis zu welcher Tiefe der Sand längs der Küste in stetiger Bewegung bleibt, d. h. wie breit der bewegliche Küstensaum ist, wenn hierunter nicht nur der abwechselnd vom Meer bedeckte und wieder freigegebene Strand, sondern auch der Meeresgrund, soweit die Wellen seine Böschung und Zusammensetzung wesentlich beeinflussen, verstanden wird. Hagen bemerkt hierüber Folgendes: [2]) „Es dürfte keine gewagte Voraussetzung sein, dafs der Sand, welcher von der seewärts gerichteten Strömung herabgeführt wird, nicht über diejenige Grenze hinaustritt, wo die Wellen ihn wieder in Bewegung setzen und ihn daher auch mög-

1) Burat, Voyages VIII.

2) Le Bourgignon-Duperré, L'ensablement du port de Cette.

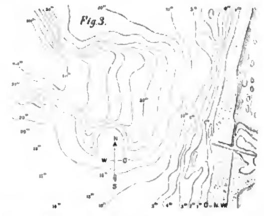
1) Guérard, Étude sur les atterrissements des embouchures du Rhône.

2) Hagen, Seebau, I. p. 95.

Digitized by Google

licherweise wieder nach dem Ufer zurückführen können. Dafs es eine gewisse Grenze giebt, welche der Sand nicht überschreitet, habe ich sehr auffallend vor der Insel Wangeroog gesehen, als ich zur Zeit einer Springfluth während der Ebbe dem zurücktretenden Wasser folgte und plötzlich die Sanddecke aufhören sah, und den festen Klaiboden betrat, der ganz frei von Sand war. Hiermit hängt auch die Erscheinung zusammen, dafs vor Pillau, wo die Ufer theils hoch mit Sand bedeckt sind, theils ganz aus Sandablagerungen bestehen, und wo auch das tiefe Fahrwasser über dem Sande sich hinzieht, dennoch der Grund der Rhede nur zäher Thon und ganz frei von Sand ist."

Ein Beispiel[1]) der relativ geringen Breite, auf welche die Bewegung sich erstreckt, bietet die eigenthümliche submarine Schlucht bei dem kleinen Fischerhafen Cap-Breton an der Küste der Landes de Gascogne, Le Gouf genannt.



Dieselbe reicht (Fig. 3) so nahe an das Ufer, dafs die Tiefenlinie von 50 m nur 800 m, die von 100 m nur 1500 m davon entfernt ist. Nach der See zu ist sie 1½ Seemeilen, landseitig ca. 800 m breit, 6 Seemeilen lang und über 100 m tief, mit steilen Hängen in den flachen Grund eingeschnitten, nur nach der Küste zu mit sanft ansteigender Böschung in das schwachgeneigte Plateau der Landesufer übergehend. Erst die 10 m-Tiefenlinie zeigt keine Ablenkung mehr. Früher erstreckte sich dies unterseeische Thal wahrscheinlich bis in das Land hinein; doch mufste die Wanderung der Sände, welche längs des Strandes von N. nach S. stattfindet, rasch den landwärts gelegenen Theil so weit ausfüllen, dafs das Ufer geradlinig wurde. Dafs die Zuschüttung nur bis zu einer Länge erfolgt ist, welche der 10 m-Tiefenlinie ihre normale Lage, parallel zur Küste, ermöglicht, beweist deutlich, dafs bei jener Tiefe die Wanderung der Strandsände aufhört. Und wirklich ist jene Tiefe an der Landesküste erfahrungsmäfsig die äufserste Grenze, bis zu welcher die Wellen bei hohem Seegang den Sand in Bewegung setzen. Die Sohle der submarinen Schlucht ist mit Schlick angefüllt, die Ränder sind felsig. Seit der Aufnahme von 1826 haben keinerlei Aenderungen in den Peilungszahlen stattgefunden. Aehnliche Erscheinungen, wenn auch nicht immer so drastisch, zeigen sich überall. Nur eine schmale Zone längs der Küsten ist Spielraum der wandernden Geschiebe. Der tiefe Meeresgrund selbst nimmt dauernd schlammige Niederschläge und die Ueberreste organischer Gebilde auf, ohne sie zurückzugeben. Er ist das Gebiet, auf welchem eine dauernde Alluvion die jüngste Formation der Erdrinde schafft.

1) De la Roche-Poncié, Rapport sur la fosse du Cap-Breton.

§. 6. Bildung der Sandbänke.

Wenn im Früheren die Gestaltung der sandigen Küstensäume erklärt wurde als Folge von Geschwindigkeitsverlusten der am Uferhang auflaufenden, combinirt mit seitlichen Strömungen wirkenden, Wellen, so ist evident, dafs aus anderen Quellen herrührende Geschwindigkeitsverluste solcher Wassermassen, welche Sand und Schlick suspendirt mit sich führen, ähnliche Effecte haben müssen, selbst wenn kein Festland vorhanden ist, an das sich die Verlandung anschliefst. Solche Bildungen treten thatsächlich sehr häufig ein, entweder veranlafst durch isolirte Klippen, Wracke und Hindernisse verschiedener Art, die sich der Wanderung des Sandes längs der Küste in den Weg stellen, oder durch die Reibung verschiedengerichteter Strömungen, wohl auch durch Zusammenstofs von Strömungen und Dünung und durch vermehrte Rauhigkeit des Meeresgrundes erzeugt, endlich durch Profilerweiterung und Richtungsänderung hervorgerufen, kurz durch alle Ursachen, welche auch bei geschlossenen Strömungen die Geschwindigkeit vermindern.

Diejenigen Bildungen, welche aus der zuerst genannten Quelle herrühren, sind naturgemäfs nicht sehr bedeutend und wachsen meistens bald mit dem Festlande zusammen. Anders die Sandbänke, welche in Folge der Reibung bewegter Wassermassen entstehen. Dieselben haben zuweilen enorme Ausdehnung und erhalten sich vollkommen constant, da die Ursachen, welche ihre Bildung veranlafst haben, eine Erhöhung und Umgestaltung zu Inseln ebenso wohl verhindern, als eine Verminderung ihrer Dimensionen. Beispiele für die erstgenannte Gruppe finden sich allenthalben in grofser Zahl, besonders in der Nähe solcher Flufsmündungen, welche den Küstenstrom reichlich mit Geschieben versorgen. Betreffs der zweiten Gruppe sagt Klöden:[1]) „Sandbänke entstehen überall da, wo sich zwei Wasserströme begegnen und einander in ihrer Bewegung, also auch in ihrer Fähigkeit, den mitgeführten Sand und Schlamm weiterzutragen, hemmen, so dafs derselbe niederfällt; daher sind hervortretende Uferspitzen und Meerengen ganz besonders geeignet, Sandbänke zu veranlassen." So erzeugen fast alle grofsen Temperaturströmungen der Weltmeere dort, wo sie sich begegnen und theilweise einander überlagern, weit ausgedehnte Bänke, ebenso in den stillen Räumen, welche die mehrfach vorkommenden Stromschleifen einschliefsen.

Bescheidenere Ursachen rufen natürlich auch bescheidenere Wirkungen ähnlicher Art hervor. Die Entstehung der Bänke zwischen England und Holland erklärt sich z. B. durch das Aufeinandertreffen zweier, nördlich und südlich die britanischen Inseln umfliefsenden Fluthwellen[2]) und durch den Einflufs der Dünung, welche oft höchst ungünstig gegen die sandführenden Fluthströmungen gerichtet ist. Die unmittelbar am Ausgange des Canals La Manche gelegenen Bänke werden als Folge des Geschwindigkeitsverlustes bei der

1) Klöden, Erdkunde I. p. 88.
2) Plocq, Études des courants dans le Pas de Calais. Ann. d. Ponts et Chaussées 1863, I. p. 103.

Digitized by Google

Vergröfserung des Strömungsbettes betrachtet. Eine Vergleichung[1]) der neueren Aufnahmen mit alten Seekarten hat ergeben, dafs dieselben sich nur unwesentlich geändert haben. Die tiefen Rinnen zwischen den Bänken höhen sich langsam auf, die weniger tiefen bleiben intact. „Was die Bildung der Bänke anbelangt, so begreift man, dafs die aus dem engen Pas de Calais ausgehenden Strömungen bei der bedeutenden Profilerweiterung an Geschwindigkeit verlieren und deshalb seit lange schon einen Theil ihrer suspendirten Schlick- und Sandmassen niederfallen lassen mufsten. So erklärt sich die in Richtung jener Strömungen langgestreckte Form der Bänke. Auch heute finden noch oft solche Niederschläge statt. In den grofsen Tiefen bleiben die einmal deponirten Alluvionen unbewegt liegen, wodurch sich die allgemeine langsame Aufhöhung der Rinnen erklärt. In den geringeren Tiefen setzt das Spiel der Wellen Sand und Schlick stets von Neuem in Bewegung, so dafs die Strömungen die gelockerten Massen wegführen. Es kann sich daher eine Bodenerhebung dort nicht bilden."

Eine Klippenkette, welche, so zu sagen, als Strömungs- und Wellenbrecher wirkt, vermag ebenfalls, wenn sie weit genug vom Ufer abliegt, um die Wandersände der Küste nicht direct zu beeinflussen, als Kernpunkt einer selbständigen Sandbank zu dienen. In dieser Weise ist die Bank de la Bassure bei Boulogne[2]) entstanden. Auch hier haben sorgfältige Vergleiche der neuen und alten Peilungen nennenswerthe Aenderungen nicht constatiren können; die Bank selbst hat sich in 40 Jahren um wenige Meter nordwärts verlängert und südwärts verkürzt, während die tiefe und breite Rinne, welche sie von dem Festland trennt, völlig unverändert geblieben ist.

§. 7. Einflufs der Abbrüche sandiger Ufer auf die Bildung des Küstensaums. Wirkung der Sturmfluthen.

Die Zerstörung der Steilküsten durch das Meer und der Binnenlands-Gebirge durch die Wasserläufe, welche deren Trümmer in die See führen, sind die primären Ursachen für die Entstehung der Wandersände. Aber die Masse der wandernden Sände ist so grofs, und sie treten oft in so weiten Entfernungen von jenen beiden Quellen auf, dafs schon hieraus auf die Existenz einer dritten Bildungsweise geschlossen werden müfste, wenn nicht der Abbruch sandiger Ufer an vielen Stellen ein nur allzu gut bekanntes Factum wäre. [3])„Die grofsen Sandmassen, die man im Meere wahrnimmt, lassen sich oft nur durch die Annahme erklären, dafs sie aus dem Abbruche sandiger Meeresufer sich ansammelten."

Die Gestaltung der Küste ist, wie früher erwähnt, ein Ergebnifs des Wellenschlags, der Strömungen und der Winde, wird also in engen Grenzen um einen gewissen Gleichgewichtszustand schwanken, so lange jene Kräfte normale Gröfse behalten oder doch nur wenig von derselben abweichen. Wird jedoch durch heftige Stürme ihre Stärke erheblich vermehrt, so erfolgt an den Stellen, welche der verderblichen Wirkung am meisten ausgesetzt sind, Abbruch

1) De la Roche-Poncié, Reconnaissance de la côte Nord de France entre Calais et la frontière.

2) Ploix, Reconnaissance de Boulogne.

3) Hagen, Seebau I. p. 219.

des Ufers, vorzugsweise aber, da der Wasserstand sich bei auflandigen Stürmen heben und den Strand überdecken mufs, der durch denselben geschützten Dünen und älteren Bildungen. Die Wirkung ist um so verderblicher, je höher die vom Meere gegen die Küste getriebenen Wassermassen ansteigen.

Wie bereits die mäfsigen Schwankungen des Meeresspiegels, welche von leichteren Winden hervorgerufen werden, einige Aehnlichkeit mit den, freilich durch ihre Gesetzmäfsigkeit sich wesentlich unterscheidenden, Schwankungen in Folge siderischer Einflüsse aufweisen, so erinnert die Erzeugung der mächtigen Sturmwellen vielfach an die Fluthérscheinung, und die gewaltigen Anschwellungen des Meeres durch den Sturm werden demgemäfs „Sturmfluthen" genannt [1])„Weht der Wind über eine Wasserfläche, so erzeugt er je nach ihrer Tiefe und Ausdehnung Wellen von verschiedener Gröfse. Mit der Tiefe wachsen die Wellen, denn wie ein langes Pendel bei gleichem Stofse gröfsere Bogenlängen durchläuft als ein kurzes, so werden auch die Schwingungen der die Wellen bildenden Wassertheilchen durch die gröfsere Wassertiefe erleichtert. Mit der Ausdehnung der Wasserfläche müssen die Wellen ebenfalls wachsen, denn erfahrungsmäfsig addiren sich ihre Schwingungen bis zu einem gewissen Grade. — Nimmt man den Entstehungsort des Windes in offener See an, so wird an diesem das nach der einen Seite entführte Wasser von der anderen Seite nicht wieder ersetzt werden; der Wasserspiegel wird hier sinken, und dadurch, wenn auch in schwächerem Maafse, eine Senkung der rückwärts belegenen Wasserfläche zur Folge haben. — Gröfser müssen die Veränderungen des Wasserspiegels an der vom Winde getroffenen Küste ausfallen, und über das Maafs derselben entscheidet die Belegenheit der Küste. Bildet die Küste eine vorspringende Ecke, bietet sie also dem Winde gleichsam eine Spitze, so kann das andrängende Wasser zu beiden Seiten abfliefsen, und die Erhöhung fällt verhältnifsmäfsig gering aus. Bedeutender mufs sie werden, wenn die Küste in langer gerader Linie dem Winde entgegensteht, am bedeutendsten aber, wenn die Küste, eine tiefe und allmälig sich verengende Bucht begrenzend, vom Winde getroffen wird." Hierdurch erklärt sich, weshalb z. B. die Sturmfluth vom November 1872 solch furchtbare Verheerungen an der westlichen Küste der Ostsee hervorbringen konnte. [2])Der mehrere Tage dieses Binnenmeer in seiner ganzen Länge durchstreichende Nordoststurm trieb das Wasser, dessen Niveau vorher durch längere starke Einströmung von der Nordsee her bedeutend erhöht war, aus dem östlichen Theile in das südwestliche trichterförmig gestaltete Becken, wo der Wasserstand weit über 3 m das mittlere Niveau überstieg.

Wenn ähnliche Verhältnisse, wie die vorstehend beschriebenen, an solchen Meeren vorwalten, in welchen die Tideerscheinung merkliche Gröfse annimmt, so übersteigen oft die von der Sturmwirkung veranlafsten Schwankungen des Wasserspiegels bei weitem die regelmäfsigen Niveaudifferenzen der Ebbe und Fluth. Dies ist z. B. der Fall an den südöstlichen Küsten der Nordsee, in noch höherem Grade

1) Lentz, Fluth und Ebbe, p. 115.

2) Baensch, Die Sturmfluth vom 12./13. November 1872. Zeitschrift f. Bauwesen. 1875.

Digitized by Google

an der baskischen Küste. Die Bai von Saint-Jean-de-Luz[1]) liegt daher zum gröfsten Theile im Abbruch, da alle Vorkehrungen gegen denselben durch die Uebergewalt der von Nordwesten her eingepeitschten Sturmwellen unwirksam gemacht werden. Je höher die Wasserstände der Sturmfluthen über die gewöhnlichen Hochwässer steigen, um so verderblicher mufs der Einflufs solch anormaler Wellen auf die Sandküste sein. Wenn man die zerrissene friesische Küste mit der grofsentheils gleichfalls flachen, aber glatt abgerundeten Ostküste Englands vergleicht, so zeigt der blofse Augenschein, dafs in der Nordsee die Nordwestwinde vorherrschen müssen. [2])„In Cuxhaven sind im Frühling und Sommer die nordwestlichen, im Herbst und Winter die südwestlichen Winde vorherrschend. — Im Jahresmittel werden die Maxima, welche auf der westlichen Hälfte der Windrose in Cuxhaven auf S.W. und N.W. treffen, auf Helgoland nach W. und N., also beide 4 Striche nördlicher, geschoben." Die östlichen Winde bleiben ganz erheblich zurück. Da die Nordsee annähernd die Gestalt eines länglichen Rechtecks hat, dessen eine Diagonale nach Nordwesten gerichtet ist, so erklärt sich die Höhe der Sturmfluthen und die Abbrechung der Ufer in der südöstlichen Ecke ohne Weiteres. Die holländischen Küsten südlich vom Helder und die flandrischen Ufer, welche in dieser Beziehung günstiger liegen, sind nur an den Mündungen der Flüsse in Inseln aufgelöst, sonst aber in flachgeschwungenen Curven abgeglichen. Jütland, das dem gefährlichen Trichter ferner liegt, besitzt gleichfalls eine glattere Begrenzung.

§. 8. Einflufs der Abbrüche sandiger Ufer auf die Bildung des Küstensaums. Wirkung geologischer Vorgänge.

Auch geologische Vorgänge können die Zerstörung der Sandufer begünstigen und dadurch indirect Material für die Küstensände, das weiterhin zur Bildung neuer Strände dient, liefern. Manche Küsten sind zum Abbruche geradezu prädestinirt; sie leiden schwerer bei gleich starken Angriffen als andere ähnlich gelegene. So ist z. B. das Ufer des Mittelländischen Meeres von der Nilmündung his zum nördlichen Syrien ganz ähnlichen Wirkungen ausgesetzt wie die friesische Küste. Aber das Festland gewinnt trotzdem an Ausdehnung.[3]) Die nächstliegende Erklärung hierfür ist jener geologische Vorgang, welchen man „säculäre Erhebung", bezw. „säculäre Senkung" zu nennen pflegt. In Syrien sind unzweifelhafte Symptome einer Erhebung, dagegen an der deutschen Nordseeküste Beweise für die allmälige Senkung aufgefunden worden. Dieselben Ursachen, welche von wesentlichem Einflufs darauf sind, dafs die Ablagerungen am Ausflufs von Binnenströmen sich nur mangelhaft entwickeln oder doch stets von Neuem der Zerstörung anheimfallen, begünstigen auch den Abbruch der Küsten. Credner[4]) weist in einer Abhandlung über die Bildung der Deltas den innigen Zusammenhang nach, in welchem Senkungserscheinungen mit deltafreien Flufsmündungen stehen. Schon die Analogie würde vermuthen lassen, dafs jene eigenthümliche Prädestination der deltafreien friesischen Küste eine Wirkung der säculären Senkung sei.

Aehnlich wie die Inseln Schleswig-Holsteins nicht nur durch die Sturmfluthen, sondern auch durch dauernde Angriffe leiden, welchen zwar theilweise ein Ziel gesetzt ist, erdulden die meisten Sandküsten fortwährend kleinere Verluste. Wahrscheinlich erstreckte sich die friesische Küste früher bis zur Insel Helgoland. Für die Fortschritte, welche die Zerstörung der Küste von Schleswig in historischer Zeit gemacht hat, liefert Dankwerths Chronik zahlreiche Belege (Fig. 1). Auch die Zuyder-See wurde erst im 13. Jahrhundert, ebenso der Dollart 1277 gebildet. Die das vormalige Festland begrenzende Dünenkette, deren Ueberreste wir als ostfriesische Inseln kennen, war schon zur Römerzeit zerrissen und hinterspült. Die Auskolkung ging damals weit tiefer in das Land hinein, als bis zur Küste der hinter den Inseln liegenden Marschen, die gröfstentheils auf künstlichem Wege dem Meere abgerungen sind. Plener[1]) vermuthet, die Zerstörung der Dünenkette sei die Folge eines anderen geologischen Vergangs, nämlich des Durchbruchs der Meerenge zwischen England und Frankreich, der erst, geologisch gesprochen, vor kurzer Zeit erfolgt sein kann, da Grofsbritanien alle wilden europäischen Thiere und Pflanzen besitzt, welche seinem Klima zukommen. Dafs „den Fluthen aus dem Ocean ein freierer Eintritt gestattet" wurde, soll die Ursache der Uferabbrüche gewesen sein. Allerdings ist sehr wahrscheinlich, dafs auch dieser Umstand ungünstig eingewirkt hat, wiewohl er nicht allein zur Erklärung ausreicht.

Jede grofse Umgestaltung des Ufers ruft auf weite Strecken hin andere Umbildungen hervor. Eine Verlandung am einen Ort kann den Abbruch des benachbarten Strandes zur Folge haben, wenn die Strömung ungünstig abgelenkt wird. Umgekehrt ist der Abbruch sandiger Ufer stets die Ursache neuer Landbildungen. Um nochmals auf das Beispiel von Schleswig und Ostfriesland zurückzukommen, sei hier erwähnt, dafs es nicht allein der von den Flüssen zugeführte Schlick ist, sondern auch der mit der Fluthströmung von den Inseln her in die Watten eintreibende Sand, wodurch im Schutze der Inselkette die Erhöhung des Watts und die Vergröfserung der Polder bewirkt und demnach allmälig der Verlust ersetzt wird, den früher die Sturmfluthen verursacht haben. In ähnlicher Weise sind an der dithmarscher Küste seit Anfang des 17. Jahrhunderts Tausende von Hektaren durch Einpolderung der Kooge gewonnen worden. Es ist dies nur möglich infolge des energischen Eingreifens einer neuen Kraft, die vor Zeiten noch nicht existirte, heutzutage aber mächtig genug ist, das Wechselspiel der Erosion und Alluvion zu Gunsten der letzteren umzugestalten. Diese neue Kraft ist die Menschenhand, welche durch Aufwerfen von Deichen, durch Bau und Unterhaltung von Uferschutz- und Anlandungs-Werken das Festland mehr und mehr der Inselkette nähert. Wiewohl mehrfache gewaltsame Einbrüche relativ neueren Ursprungs einen Theil der dem Meere abgewonnenen Landstrecken wieder vernichtet haben, ist der Gewinn an Marschland, welchen die menschliche Thätigkeit durch Benutzung der günstigen und Abwehr der ungünstigen Einflüsse erzielte, ein ganz bedeutender. Die Inseln selbst

1) Bouquet de la Grye; Étude sur la baie de Saint-Jean-de-Luz. Ann. d. Ponts et Chauss. 1876. I. p. 315.
2) Lentz, Fluth und Ebbe p. 146.
3) Peschel. Neue Probleme der vergleichenden Erdkunde p. 108.
4) Credner, Die Deltas. Petermanns Geogr. Mittheil. Ergänzungsheft Nr. 56.

1) Plener, Bemerkungen über die ostfriesischen Inseln Zeitschrift d. Hannov. Architekt.- u. Ingen.-Ver. II. p. 44.

Digitized by Google

verlieren zwar noch andauernd an Gröfse, obgleich auch hier zu hoffen ist, dafs die Macht der Sturmfluthen wird gebrochen werden können. Nächst denselben sind Erosionsströmungen die hauptsächlichsten Ursachen der stetigen Landverluste. Bei den Sturmfluthen erfolgen häufig Durchbrüche der Dünen, während jene Strömungen den Strand angreifen und damit die Einwirkung des Wellenschlags auf die Dünenkette um so lebhafter und vernichtender machen. Gerade aber durch die fortschreitende Verlandung des Wattenmeeres werden die Strömungen am wirksamsten bekämpft. Dieselben entstehen in den Seegatten, d. h. den Zwischenräumen zwischen je zwei Inseln, infolge des Aus- und Einfliefsens der von Wind und Tidewelle eingetriebenen Wassermassen, durch deren Verminderung selbstverständlich auch die Spülwirkung abnimmt. Diese localen Erosionsströmungen haben natürlich mit den Küstenströmen nichts gemein. Ihre Geschwindigkeit ist weit gröfser; überhaupt ihre Eigenschaften, wie ihre Ursachen sind völlig andere. Sie wirken bei den ostfriesischen Inseln hauptsächlich deshalb so gefährlich, weil sie durch die vom Nordwestwind, welcher den Dünensand der westlich gelegenen Insel in das Gatt treibt, an deren Ostende hervorgerufene Verlandung gegen den Westrand der östlich gelegenen Insel gedrängt werden. Das Wattenmeer ist vollkommen als Spülbassin aufzufassen, und die Seegatte wirken als Spülcanäle.

§. 9. Ursachen und Wirkungsweise der Küstenströmungen. Küstenströmungen in Binnenmeeren.

Als Ursachen derjenigen continuirlichen oder periodischen Bewegungen im Meereswasser, welche man „Strömungen" nennt, werden gewöhnlich in erster Linie die Temperaturdifferenzen der verschiedenen Breitegrade angeführt. In hoher See üben dieselben allerdings auch bei weitem die mächtigsten Einflüsse aus. In der Nähe des Festlandes werden jedoch die Temperaturströme durch die vermehrte Reibung ganz erheblich abgeschwächt. Aehnlich wie in der Ostsee[1]) eine südliche kalte Strömung, welche durch die Verschiedenheit der Umdrehungsgeschwindigkeit der Erde an das westliche Ufer gedrängt wird, einer nördlichen warmen, die dem Ostufer folgt, zu entsprechen scheint, haben die Beobachtungen französischer und italienischer Ingenieure das Vorhandensein eines nach Westen gerichteten Stromes an der ligurischen und an der Languedoc-Küste, eines nach Osten gehenden Stromes am algerischen Ufer erwiesen. Aber die Geschwindigkeit dieser Temperaturströmungen ist so gering, dafs sie einen wesentlichen Einflufs auf die Fortbewegung schwerer Körper nicht ausüben können. Die Sandkörnchen entziehen sich ihrer Wirkung wahrscheinlich vollkommen, während sie wohl geeignet sind, das Schlammbett in gröfseren Meerestiefen auszubilden, wofür die früher erwähnten Untersuchungen Guérards über die Vertheilung der Rhône-Alluvionen den Nachweis liefern. Die Strömungen, welche in Folge verschiedener specifischer Gewichte des Seewassers in den Verbindungscanälen zwischen Binnenmeeren und dem grofsen Meeresbecken auftreten, sowie ähnliche Erscheinungen an Flufsmündungen, immer aus einem salzigen Unterstrom und einem brackigen Oberstrome bestehend, sind rein localer Natur.

1) Hagen, Seebau I. p. 194.

Der wichtigste Factor bei der Bildung von kräftig wirkenden Küstenströmungen in Meeren ohne bedeutenden Fluthwechsel ist der Wind. Fast immer schwankt, selbst in kurzen Intervallen, die Richtung der Strömung mit der des Windes; und die Hauptrichtung, in welcher vorzugsweise die Wanderung der Küstengeschiebe erfolgt, ist stets durch die herrschende Windrichtung bedingt. Steht dieselbe schräg zur Küste, so geschieht die Wasser- und Sandbewegung in der zum Ufer parallelen Componente. [1])An der pommerschen Küste, welche sich wegen ihrer langgestreckten geraden Ausdehnung, annähernd von S.W. nach N.O., besonders zu derartigen Beobachtungen eignet, ist die Küstenströmung nach der westlichen Seite gerichtet, wenn der Wind aus den Richtungen N.N.O. durch O. bis S.O. weht, nach der östlichen Seite, wenn der Wind aus den Richtungen S.W. durch W. bis N.W. weht. Bei den übrigen Winden ist die Richtung öfters zweifelhaft oder abwechselnd. Im Sommer, weil die östlichen Winde häufig auftreten, werden an den Mündungen der kleinen Seehäfen Hinterpommerns die Sandbänke von Osten nach Westen zu vorgeschoben. Die starken westlichen Winde der Wintermonate treiben sie wieder zurück. In derselben Weise hat Le Bourgignon-Duperré [2]) für die Küste bei Cette den Zusammenhang zwischen Wind und Küstenstrom unzweifelhaft nachgewiesen. „Die thatsächlich beobachteten Strömungen, welche man als eine Folge der Wirkung des Windes ansehen kann, sind unregelmäfsig; man darf sie nicht mit dem constanten Küstenstrome, welcher von den italienischen Schriftstellern beschrieben wird, verwechseln. Letzterer (dessen Ursache wahrscheinlich die Temperaturdifferenz ist) hat zu geringe Geschwindigkeit, um Einflufs auf die Ablagerung des Sandes auszuüben."

Die lebendige Kraft der schräg zur Küste gerichteten Wellen wird, da sie beim Anlaufen auf das flach ansteigende Ufer stets eine derartige Ablenkung erfahren, dafs ihre Scheitel nahezu parallel zur Küste streichen, theilweise in Wärme umgesetzt, theilweise auf Erosion verwandt, zum gröfsten Theile aber zur Fortbewegung der erodirten Sände und der Wassermassen selbst verbraucht. Diese Fortbewegung erfolgt in doppelter Weise, einmal senkrecht, anderentheils parallel zur Küste. Letztere Bewegung ist um so stärker, je schräger die ursprüngliche Wellenrichtung gegen die Küste ansteht. Die Geschwindigkeit schwankt aufser mit der Richtung auch mit der Stärke des Windes. Bei Cette erregen kräftige Stürme, welche das Ufer unter 45° treffen, Küstenströmungen mit $1,_5$ bis 2 m per Sec. Geschwindigkeit an der Oberfläche, die jedoch nach unten erheblich abnimmt. Bis zu welcher Tiefe der Strom wirksam ist, hängt davon ab, wie tief die Wellenerosion abwärts reicht. Für mittelstarke Winde schätzt De La Roche-Poncié das Wirkungsgebiet der Wellenerosion und der Küstenströmung auf 3 m unter dem Wasserspiegel, für frische Brisen auf 5 m, für Stürme auf 10 m und darüber. Hieraus erklärt sich die Erscheinung, dafs Versandungen, welche sich bei schwachen Westwinden vor den pommerschen Häfen in etwa 3 bis 5 m Tiefe gebildet haben, bei kräftigerem Anschwellen der Winde wieder verschwinden. Die von aufsergewöhnlich starken Winden erzeng-

1) Baensch, Studien aus dem Gebiete der Ostsee. Zeitschr. f. Bauwesen 1872.

2) Le Bourgignon-Duperré, L'ensablement du port de Cette.

Digitized by Google

ten Sturmfluthen und die oft auf Hunderte von Kilometern sich fortpflanzenden langgestreckten, aber niedrigen Wellen, welche wahrscheinlich als Nachwehen weit entfernter Sturmfluthen zu betrachten sind, in Frankreich boule de fond genannt, regen bis in gröfsere Tiefen den Grund auf.

Im Früheren ist bereits näher ausgeführt, dafs die Breite des beweglichen Küstensaums gleichfalls von der Tiefe der Küstenströmungen abhängig ist. Temperaturströme längs den Festlandsufern sind constant ihrer Richtung und Tiefe nach, besitzen aber nur geringe Geschwindigkeiten; ihre Herrschaft erstreckt sich auf die Gestaltung der schlickigen Alluvionen. Küstenströmungen, welche der Wind verursacht, sind unregelmäfsig in Beziehung auf Richtung, Wirkungstiefe und Stärke; ihr Gebiet ist der bewegliche Küstensaum, welcher aus den wandernden Sänden oder gröberen Geschieben gebildet wird.

§. 10. Ursachen und Wirkungsweise der Küstenströmungen. Küstenströmungen in Tidemeeren.

In denjenigen Meeren, deren Fluthwechsel so stark ist, dafs die von der Tideerscheinung herrührenden Niveauveränderungen im Allgemeinen gröfser sind als die durch die Winde verursachten, kommt ein neuer Factor hinzu, der die Küstenströmungen höchst bedeutsam beeinflufst; das sind die periodisch alternirenden Strömungen, welche durch das in Folge siderischer Einflüsse statthabende Steigen und Fallen des Meeres veranlafst werden. [1]) „Die Fluthwellen, wenn auch durch ihre Ausdehnung und regelmäfsige Wiederkehr von allen anderen Wellen verschieden, sind ohne Zweifel denselben Gesetzen unterworfen wie diese. Eine Welle wird hauptsächlich durch drei Eigenschaften charakterisirt: durch ihre Form, durch die Bewegungen der sie bildenden Wassertheilchen und durch die Geschwindigkeit ihres Fortschreitens. — Die Bewegungen des Wassers, welche die Bildung und Fortpflanzung der Wellen begleiten, nennt man gewöhnlich „Oscillationen" oder „Schwingungen", weil sie, pendelartig, abwechselnd nach der einen und nach der anderen Richtung erfolgen. — Bei der Fluthwelle nennt man dieselben: „Strömungen", wahrscheinlich aus dem rein äufserlichen Grunde, weil die Richtung der Bewegung jedesmal etwa 6 Stunden unverändert bleibt, wodurch für unsere Sinne der Eindruck des rhythmischen Wechsels verloren geht. — Die Stärke der Strömungen ist nicht allein an jedem Orte eine andere, sondern sie ändert sich auch an demselben Orte in jedem Augenblick der Tide, und ist an verschiedenen Tagen für dieselben Augenblicke der Tide verschieden. — Während längerer Zeit sowohl nach Hoch-, wie nach Niedrigwasser läuft der Strom gegen das Gefälle, beidemale nach der Seite, auf welcher die Welle noch im Wachsen begriffen ist, und liefert das für sie erforderliche Wasser."

Diese Strömungen sind auf die Gestaltung der Küste von grofsem Einflufs. Fällt eine derselben mit der herrschenden Windrichtung zusammen, so ist durch die vereinigte Wirkung diejenige Richtung bestimmt, nach welcher hin die Wanderung der Ufersände erfolgen mufs. In dieser Weise unterstützen die Tideströmungen die vom Wind erzeugten Küstenströme beim Transport der vom Wellenschlag aufgewirbelten Sinkstoffe. Da sie periodisch alterniren, so ist

1) Lentz, Fluth und Ebbe p. 33.

es möglich, dafs bei Windstille oder bei Winden aus einer, der herrschenden entgegengesetzten Richtung die Tendenz der Küstenwanderung umgekehrt wird. Während z. B. an der normannischen Küste im Allgemeinen die Küstengeschiebe nach Osten wandern, wohin der Fluthstrom geht, führt die Ebbeströmung öfters beträchtliche Mengen Feuersteinknollen von den östlich gelegenen Kreideufern nach Le Havre und in die Seinemündung. Durch das Zusammenwirken dieser beiden Strömungsarten, der Tide- und der Wind-Strömungen, mit Temperaturströmen werden die Erscheinungen noch weiter complicirt, wie dies z. B. der Fall ist an der baskischen Küste, wo der nach N. gehende Rennel-Strom sich deutlich bemerkbar macht. Doch überwiegen stets in gröfseren Tiefen die Tideströmungen, während im oberen Theile des Küstensaums die vom Winde verursachten Strömungen um so gröfseren Einflufs ausüben, je flacher das Ufer abfällt, indem gleichzeitig die Wellenwirkung kräftiger wird, die Stärke der Tideströmungen aber abnimmt. Dieselben werden nämlich in hohem Grade durch die Nähe des Ufers abgeändert. Zu den Schwankungen, welchen sie in Folge der periodischen Aenderungen der Tideerscheinung unterliegen, wodurch sowohl ihre Dauer, als ihre Intensität ganz bedeutend berührt wird, kommen noch andere, durch die örtliche Lage bedingte Schwankungen ihrer Dauer, ihrer Geschwindigkeit und der Zeitpunkte, an welchen sie die gröfsten Geschwindigkeiten annehmen oder die Richtung ändern.

Da die, scheinbar als compacter Wasserberg fortschreitende Fluthwelle [1]) sich durch Wasserablagerung auf dem vorderen, durch Wasserentnahme auf dem rückseitigen Hange ausbildet, so zwar, dafs die oberhalb des Mittelwassers befindlichen Wassermassen über den Scheitel der Welle weg vom rückseitigen nach dem vorderen Hange, die unterhalb befindlichen Wassermassen des rückseitigen Hanges dagegen über den Fufs weg nach dem vorderen Hange der nachfolgenden Fluthwelle strömen, so mufs bei ungestörter Ausbildung das Kentern der Strömungen, d. h. der Strömungswechsel, zur Zeit des Mittelwassers, die gröfste Geschwindigkeit aber zur Zeit des Hoch- und des Niedrigwassers eintreten. In der Nähe des Landes rückt jedoch der Augenblick, in welchem die Stromgeschwindigkeit Null wird, um dann langsam im entgegengesetzten Sinne zu wachsen, bedeutend vor, häufig sogar bis zu dem Scheitel- oder dem Fufspunkte selbst. Alsdann fällt die Ebbeströmung mit dem Sinken des Wassers (Ebbe), die Fluthströmung mit dem Steigen desselben (Fluth) zusammen. Diese Erscheinung läfst sich in der Weise erklären, dafs die Fluthwelle auf dem ansteigenden Ufer nicht zur vollständigen Ausbildung gelangen kann.

„Das Kentern der Strömungen verspätet sich (in der Seine-Bai) um so mehr gegen die Hoch- und Niedrigwasserzeiten, je weiter die Orte, wo sie stattfinden, vom Lande entfernt sind." [2]) Bei Cuxhaven [3]) beträgt die Verspätung der Fluthströmung ca. 1¾ Stunden, die der Ebbeströmung sogar 2 Stunden. Bei Boulogne [4]) beginnt die Ebbe-

1) Löhmann, Die Fluthwelle der Tideströme. Zeitschrift d. Hannov. Architekt.- u. Ingen.-Ver. 1880. — Vgl. hierüber auch: Börgen, Ueber Gezeiten-Strömungen in dem englischen Canal. Ann. d. Hydrographie. 1880. p. 1.

2) Segelanweisung für Le Havre.

3) Löhmann a. a. O.

4) Ploix, Reconnaissance de Boulogne.

Digitized by Google

strömung am Lande 2 bis 3 Stunden nach Hochwasserzeit, im freien Meer dagegen erst 4 Stunden nach derselben; die Fluthströmung setzt in der See ungefähr 2½ Stunden nach Niedrigwasserzeit, ½ Stunde früher am Lande ein. Die Maximalgeschwindigkeiten werden ½ Stunde vor H. W., bezw. ½ Stunde nach N. W. erreicht. Bei Dunkerque[1]) findet auf der Rhede das Kentern der Tideströmungen annähernd bei Mittelwasser statt, die gröfsten Geschwindigkeiten zur Zeit des höchsten und des tiefsten Wasserstandes. Am Lande wechseln die Strömungen etwas früher.

Die Dauer der alternirenden Bewegungen ist, wenn die Fluthwelle sich in normaler Weise ausbilden kann, im freien Meere für beide Strömungen gleich. In Meerengen, welche von zwei Seiten her von Fluthwellen durchzogen werden, sowie an den Mündungen gröfserer Ströme und Buchten ändert sich dagegen die Dauer bedeutend. Alsdann treten Interferenzerscheinungen der mannigfachsten Art auf.[2]) An der französischen Küste, wo die aus dem Ocean in den Canal eintretende Welle mächtiger ist als die aus der Nordsee einströmende, dauert die Ebbeströmung 1½ bis 2 Stunden länger wie die Fluthströmung. Die Geschwindigkeit der letzteren ist dagegen relativ gröfser als die der ersteren, bei Boulogne $1,_5$ m gegen 1 m. Diese Geschwindigkeit nimmt nicht etwa mit wachsender Tiefe ab, sondern ist auf der ganzen Höhe einer Verticalen nahezu gleich grofs. Je näher die Strömung dem flachen Ufer kommt, um so geringer wird die Geschwindigkeit.

Endlich ändert die unmittelbare Nähe des festen Landes öfters die Richtung einzelner Zweige der Tideströmungen, welche durch Ufervorsprünge abgelenkt oder durch Buchten eingesogen werden. Diese Erscheinungen geben Veranlassung zur Entstehung quergerichteter und wirbelartiger Ströme, deren Auftreten zuweilen von grofsem Einflufs auf die Bildung des Küstensaumes ist.

§. 11. Einwirkung des Windes auf den trockenen Strand.

In wie gewaltiger Weise der Wind als Ursache des Wellenschlags und als eine Quelle der Küstenströmungen auf die Gestaltung des beweglichen Ufersaumes einwirkt, wie die Sturmfluthen, ein Erzeugnifs der atmosphärischen Bewegung, Umbildungen des höhergelegenen Theiles der Küste in gröfstem Maafse veranlassen, ist im Früheren gezeigt. Aehnliche Erscheinungen ruft jedoch auch seine unmittelbare Einwirkung auf das trockene Ufer hervor. Der Seewind, wenn er senkrecht zum Küstenrande, in verticalem Sinne schwach geneigt, gegen den flach ansteigenden Strand stöfst, wirkt auf die Sandfläche erodirend[3]) und treibt die Sandkörnchen in der durch den Reflexwinkel bestimmten Richtung nach dem Binnenlande. [4]) Die Sandkörnchen fangen an zu hüpfen, und die Sprünge werden immer ausgedehnter, indem sie bei der jedesmaligen Berührung des Bodens wie ricochetirte Kugeln, da der Wind sie dauernd trifft, sich neu erheben. Wo die Stärke des Windes merklich abnimmt, oder wo ein künstliches Hindernifs geschaffen ist, welches den Sand auffängt, ohne die Luftströmung abzulenken, welche Ablenkung Erosion zur Folge haben würde, entsteht eine Sandansammlung, aus der sich nach und nach die vorderste Düne ausbildet, „Vordüne" genannt, wenn sie künstlich erzeugt und regelmäfsig entwickelt ist.

Winde, welche schräg gegen die Küste wehen, erfahren auf dem Strande vor diesen Sandhügeln, ähnlich wie die Wellen auf dem wasserbedeckten Ufer, eine Ablenkung. Die zur Vordüne senkrechte Componente bricht deren seeseitige Böschung, wenn sie nicht rechtzeitig bepflanzt und sorfältig unterhalten wird, wieder ab und treibt die feinen Körnchen direct landwärts, die parallele Componente erzeugt eine mehr oder minder heftige Flugsandströmung, vollständige wandernde Sandnebel, welche weite Oeffnungen in mächtigen Bogen überspringen, zuweilen aber auch zu der Verflachung, sogar zur Verlandung abgeschlossener Meerbusen oder kleinerer Flufsmündungen führen. — Wo die Vordüne eine Lücke offen läfst, weicht die treibende Sandwolke durch dieselbe binnenwärts aus und giebt Veranlassung zur Bildung einer inneren Düne, deren Böschung nach jener Lücke zu sanft, in der entgegengesetzten Richtung aber schroff abfällt. Wenn eine Küste dem Zufall überlassen bleibt, eine regelmäfsige Vordüne also nicht existirt, so entstehen längs ihrer ganzen Ausdehnung solch isolirte Hügel, die sich häufig zu wild zerrissenen Ketten vereinigen. Die fortgesetzten Angriffe gegen die vordere Dünenreihe veranlassen weiter landwärts neue Bildungen ähnlicher Art. Die Dünen wandern von der Küste ins Binnenland. Wo der Wasserstandswechsel am gröfsten, sind auch die Dünen am höchsten, an der atlantischen Küste Frankreichs[1]) z. B. oft 80 bis 90 m hoch, an der provençalischen Küste nur 7 bis 10 m, an der Ostsee 10 bis 30 m. Nur sorgfältige Bepflanzung der Vordüne, stetige Aufsicht und sorgsame Cultur der inneren Dünen vermag die Wanderung aufzuhalten.

Allein die in solcher Weise erfolgende Dünenbildung wird nicht immer einzig nach der Landseite hin vorschreiten. An solchen Küsten, wo das Meer grofse Sandmassen absetzt, oder wo etwa in Folge der allmäligen Verdunstung eines Binnensees, vielleicht auch durch säculäre Hebung der Strand sich von selbst verbreitet, entstehen neue Dünenreihen vor den älteren. Hagen[2]) führt mehrere Beispiele von der pommerschen Küste an. Burat[3]) beschreibt eine ähnliche Erscheinung im Rhônedelta, wo sich bei Mauguio und Aigues-Mortes deutlich die Reste dreier ehemaliger Dünencomplexe, welche durch langsame Vorwanderung des Strandes zur Ruhe gekommen sind, wahrnehmen lassen. Czerny[4]) sucht den Beweis zu führen, „dafs die Sandwüsten in der Regel Dünenbildungen an den Gestaden der vorzugsweise infolge der Verdunstung zurücktretenden einstigen Binnenmeere seien." Welch ein mächtiges geologisches Agens die Wanderung der Dünen ist, beweisen die neuesten Bildungen des Festlandes,[5]) da die „eigentlichen Flachländer, z. B. die Tiefebenen in Norddeutschland, Dänemark, Holland und Frankreich, den Dünen ihre Existenz verdanken; und man

1) De La Roche-Poncié, Côte Nord de France.
2) Plocq, Étude des courants dans le Pas de Calais. Ann. d. Ponts et Chauss. 1863. I. p. 103.
3) Czerny, Die Wirkungen der Winde auf die Gestaltung der Erde. Petermanns Geogr. Mittheil. Ergänzungsh. Nr. 48 p. 26.
4) Hagen, Seebau II. p. 98.

1) E. Reclus, La Terre II. p. 237.
2) Hagen, Seebau II. p. 104.
3) Burat, Voyages Cap. IX.
4) Czerny, Wirkung des Windes p. 33.
5) Klöden, Handbuch der Erdkunde I. p. 31.

Digitized by Google

trifft dieselben noch jetzt, auch in ansehnlicher Entfernung vom Meer, als Hügelreihen durch das Land gestreckt."

Die nähere Betrachtung der Einwirkungen des Windes auf den trockenen Strand gehört in das Gebiet des Dünenbaues. Erwähnt mag nur noch werden, dafs die directen Einwehungen des Sandes vom Strande aus in Hafenbassins meist „nicht so grofs sind, als man gewöhnlich glaubt" [1]), und nicht etwa zu Bauten Veranlassung geben dürfen, welche den Strand vorschieben würden.

1) Hagen, Seebau, II. p. 370.

(Fortsetzung folgt.)

Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Coblenz, über die Mosel bei Güls und über die Lahn oberhalb Niederlahnstein.

(I. Rheinbrücke bei Coblenz, mit Zeichnungen auf Blatt 20 bis 28 im Atlas und auf Blatt E bis H im Text.)

(Fortsetzung.)

Die speciellen Bedingungen des Vertrages mit der Gutehoffnungshütte bestimmten, dafs beide Geleise zuerst mit einer ruhenden Last von 3200 kg pro Meter Geleise belastet werden sollten. Sodann sollten, sobald die Brücke für Locomotiven zugänglich sein würde, 2 Züge, von denen jeder aus 2 bis 3 aneinandergekuppelten schweren Güterzuglocomotiven und aus einer beliebigen Anzahl Güterwagen zu je 10 t Belastung zusammengesetzt sein sollte, mit einer Geschwindigkeit von 9 bis 10 m pro Secunde gleichzeitig über die Brücke geführt werden. Von der ersten Probe mit ruhender Last ist ganz abgesehen worden, da eine Beschwerung mit genau bekannten Einzellasten, welche mit geringer Zuggeschwindigkeit auf die Brücke gebracht werden, für die Beobachtung der Wirkung einer ruhenden gleichmäfsig vertheilten Last eben so sicheren Anhalt bietet.

Die zweite Probe wurde am 1. März 1879 mit den

Belastung des rechtsseitigen Geleises

Belastung der Achsen . . Meter

Abstand von der 1. Achse Tonnen

Belastung der Achsen . . Meter

Abstand von der 1. Achse Tonnen

Belastung des linksseitigen Geleises

hier im Holzschnitt für rechtes und linkes Geleise verzeichneten Probezügen vorgenommen und bei verschiedenen Stellungen dieser Züge die Durchbiegung des Scheitels bei ruhender Last, später bei Befahren mit verschiedenen Geschwindigkeiten, beobachtet. Die Beobachtung konnte, da unter der Brücke die Schifffahrt bereits freigegeben und bei der bedeutenden Höhendifferenz zwischen Scheitel und Flufssohle (24 bis 26 m) ein fester Punkt für die Beobachtung nicht zu schaffen war, nur durch Fernrohre erfolgen, welche auf den Pfeilervorköpfen aufgestellt werden mufsten. Um aus diesen Beobachtungen mit einiger Genauigkeit die wirklichen Durchbiegungen des Scheitels zu ermitteln, war nur der Umstand gehörig in Rechnung zu stellen, dafs, wie schon vielfach bei Probebelastungen von Bogenbrücken bemerkbar gewesen ist, das beobachtende Instrument bei den auftretenden Horizontalschuben und deren Einwirkungen auf die Standpunkte seine horizontale Einstellung nicht bewahrt.

Auch bei der Rheinbrücke wurde bereits im November, wo leichtere Züge das linksseitige Geleise befuhren, beobachtet, dafs wenn eine Locomotive über die Brücke fuhr, bei Anvisirung des Scheitels der belasteten Oeffnung die ursprüngliche horizontale Visirlinie sich über die Horizontale empor hob. Nachdem die Last die Brücke verlassen, stellte sich die Libelle des beobachtenden Fernrohres stets wieder genau in die Anfangsstellung ein. Eine elastische Bewegung des Pfeilers war dadurch aufser Frage gestellt. Um diesen Beobachtungsfehler corrigiren zu können, wurde an den beiden für die Beobachtung der Durchbiegungen bestimmten Instrumenten genau ermittelt, um wie viel die Verschiebung des Lothes gegen die Libellenmitte für eine bestimmte Entfernung die Visirlinie hebt, also bei Ablesung einer Durchbiegung zu viel angiebt. Die Instrumente sind als Nr. 1 und Nr. 2 unterschieden, und es hebt bei einer Entfernung des anvisirten Objects von $58{,}_5$ m die Abweichung der Blasenmitte von der Senkrechten um

Strich	die Visur des Instruments Nr. 1	die Visur des Instruments Nr. 2
	mm	mm
1	$2{,}_3$	$2{,}_{48}$
2	$4{,}_4$	$4{,}_{96}$
3	$6{,}_1$	$7{,}_{44}$
4	$8{,}_1$	$9{,}_{92}$
5	10	$12{,}_{40}$
6	$11{,}_7$	
7	$13{,}_2$	
8	$14{,}_6$	

Die ermittelten Beobachtungsfehler entstehen aus der Biegung, welche der Pfeiler aus dem Angriffe des Horizontalschubes erleidet. Betrachtet man den Pfeiler als einen an irgend einem Punkte der Betonsohle oder auf dem Felsen eingespannten Balken von constantem Querschnitt, welcher in der Höhe h über dieser Einspannungsstelle durch die Einzelkraft des Horizontalschubes gebogen wird, so wird durch diese Biegung die Spannweite des Bogens vergröfsert.

Digitized by Google



Zum Zwecke der Einspannung der Bogenauflager ist ermittelt worden, dafs innerhalb der Grenzen, welche die so entstehende Veränderung der Bogensehne nicht überschreiten kann, die Verlängerung oder Verkürzung der halben Sehne mit $4,_6$ zu multipliciren ist, um die daraus resultirende Senkung oder Hebung des Scheitels zu erhalten. Es war dabei der Einfachheit wegen supponirt worden, dafs die deformirte Bogenaxe ein Kreis bleibt.

Nennt man $\Delta_2 y$ die aus den vorstehenden Verhältnissen sich ergebende Senkung des Scheitels, und η die Ausbiegung der Pfeileraxe aus dem Lothe in der Höhe des Angriffspunktes des Horizontalschubes, h die Entfernung der angenommenen Einspannungsstelle unter diesem Angriffspunkte, φ den Winkel, welchen die oberhalb des Angriffspunktes geradlinig bleibende Pfeileraxe mit dem Lothe bildet, so wird, da die Länge der Subtangente für den Punkt $(h\,y)$ der elastischen Linie des gebogenen Pfeilers $= h_1$ ist und eine constante Länge $\frac{\eta}{\frac{d\,\eta}{d\,x}} = \frac{2}{3} h$ beibehält,

$$\eta = h_1 \ \mathrm{tg}\ \varphi$$

$$\Delta_2 y = 4,_6 \cdot \eta = \tfrac{2}{3} \cdot 4,_6 \cdot h \ \mathrm{tg}\ \varphi$$

oder

$$h = \frac{\Delta_2 y}{3\ \mathrm{tg}\ \varphi} \text{ appr.}$$

Im Folgenden ist die Durchbiegung des Scheitels ermittelt worden, welche aus der Einwirkung der mobilen Last auf den zwischen absolut unbeweglichen Kämpfern eingespannten Bogen mit oder ohne Gelenk resultirt. Die Summe dieser Durchbiegung und der aus der Abweichung der Visirlinie von der Horizontalen ermittelten zu hohen Visur werden von der bei der Brückenprobe durch die während der ganzen Dauer dieser Probe unberührten Instrumente abgelesenen Durchbiegung abgezogen, und bleibt als positiver oder negativer Rest $\Delta_2 y$ übrig, welcher dann aufser dem im Vorigen motivirten Durchbiegungs-Antheil noch alle übrigen möglichen das Gesammtresultat der Durchbiegung bewirkenden Factoren enthält, welche sich einer genauen Beobachtung und Discussion entziehen.

Es erschien geboten, auch die Durchbiegung des Bogens ohne Kämpfergelenke zu ermitteln, weil die Annahme eines Scharnieres am Kämpfer den thatsächlichen Verhältnissen nicht entspricht, und aus den Verschiedenheiten der für beide Fälle ermittelten Scheiteldurchbiegungen das verschiedene Verhalten beider Grenzfälle sich am einfachsten übersehen läfst. In welchem Maafse sich die in dem wirklich ausgeführten Scharniere resp. in der kreisförmig gebildeten Kämpferfläche zwischen Backenstück und Polster auftretende Reibung der Drehung oder freien Bewegung der Kämpfertangente widersetzt, ergiebt sich sehr leicht aus den Biegungsmomenten, welche der eingespannte Bogen am Kämpfer erleidet. Zur Berechnung dieser Momente wird zunächst erfordert:

die Kenntnifs des durch eine Einzellast hervorgerufenen Horizontalschubes, welche nach Winkler aus der Formel 219 im §. 341 erfolgt.

Es ist

$$H = \frac{G \cdot 2 \sin\alpha\,[\cos\beta - \cos\alpha + (1+\varkappa)\beta \sin\beta] - (1+\varkappa)\,\alpha\,(\sin^2\alpha + \sin^2\beta)}{2[(1+\varkappa)\,\alpha\,(\alpha + \sin\alpha\cos\alpha) - 2\sin^2\alpha]}$$

und es wird für

$\beta =$	0°	3°	6°	9°
$H = G \cdot$	$2,_{2669344}$	$2,_{1734056}$	$1,_{8246699}$	$1,_{3342602}$
	12°	15°	18°	
	$0,_{7706066}$	$0,_{2752722}$	$0,_{0096613}$	

oder für

$\beta =$	α	$0,_8\,\alpha$	$0,_6\,\alpha$	$0,_4\,\alpha$	$0,_2\,\alpha$	$0\,\alpha$
$H = G \cdot$	0	$0,_{275}$	$0,_{95}$	$1,_{66}$	$2,_{11}$	$2,_{294}$

Ist ferner M_1 das Moment am Kämpfer, so wird $M_1 = -H c_1$ (cfr. 197 in §. 334), wo c_1 den daselbst definirten aus den Begriffen Kämpferdrucklinie und Kämpferdruckumhüllungslinie abgeleiteten Werth erhält. Die Ordinaten der Kämpferdrucklinie ergeben sich für $\alpha = 18^\circ 39'$ durch Interpolation aus der hinter 229 des §. 343 angeführten Tabelle:

für $\beta =$	α	$0,_8\,\alpha$	$0,_6\,\alpha$	$0,_4\,\alpha$	$0,_2\,\alpha$	0α
zu	$h \cdot 0,_{193}$	$0,_{166}$	$0,_{201}$	$0,_{204}$	$0,_{206}$	$0,_{207}$
oder zu	$1,_{70}$	$1,_{74}$	$1,_{77}$	$1,_{70}$	$1,_{81}$	$1,_{82}$ m.

Die Werthe v und w für die Kämpferdruckumhüllungslinie ergeben sich ebenso aus der für 233 desselben §. angegebenen Tabelle, wie folgt:

$\beta =$	∞	α	$0,_8\,\alpha$	$0,_6\,\alpha$	$0,_4\,\alpha$	$0,_2\,\alpha$	$0\,\alpha$	$-0,_2\,\alpha$	$-0,_4\,\alpha$	$-0,_6\,\alpha$	$-0,_8\,\alpha$	$-\alpha$	
$v =$	0	$0,_5$	$0,_{526}$	$0,_{558}$	$0,_{592}$	$0,_{629}$	$0,_{672}$	$0,_{720}$	$0,_{776}$	$0,_{836}$	$0,_{913}$	1	mal $53,_5$
$v =$	0	$26,_{75}$	$28,_3$	$29,_9$	$31,_8$	$33,_7$	$36,_0$	$38,_5$	$41,_5$	$44,_6$	$48,_0$	$53,_5$	m
$w =$	$0,_{226}$	$0,_{298}$	$0,_{410}$	$0,_{425}$	$0,_{445}$	$0,_{472}$	$0,_{512}$	$0,_{573}$	$0,_{678}$	$0,_{894}$	$1,_{557}$	∞	mal $8,_{765}$
$w =$	$2,_{88}$	$3,_5$	$3,_6$	$3,_{735}$	$3,_{91}$	$4,_{15}$	$4,_5$	$5,_{04}$	$5,_{96}$	$7,_{86}$	$13,_7$	∞	m
	Der aus der Zeichnung abgegriffene Werth $-c_1$ ergiebt sich												
$c_1 =$		∞	$1,_{76}$	$0,_6$	$0,_{30}$	$+0,_{01}$	$-0,_{10}$	$-0,_{17}$	$-0,_{64}$	$-0,_{260}$	$-0,_{315}$	$-0,_{34}$	
$M_1 =$		0	$0,_{424}$	$0,_{570}$	$0,_{324}$	$0,_{021}$	$-0,_{2294}$	$-0,_{356}$	$-0,_{689}$	$-0,_{206}$	$-0,_{087}$	0	mt für $G=1$

Die Curve der M_1 ist in den nachfolgenden Figuren „Zur Berechnung der Formveränderung“ aufgetragen.

Die Ermittelung der Fläche der positiven und negativen Momente durch den Planimeter ergiebt für erstere 3056, für letztere 2906 qmm, was unter Berücksichtigung des Maafsstabes und der Einzellast $G = 1$ t für eine gleichmäfsige Belastung von 1 t pro m $15,_{28}$ resp. $14,_{53}$ mt, bei einer gleichmäfsigen Belastung von $6,_{35}$ t 97 und $92,_3$ mt ergiebt.

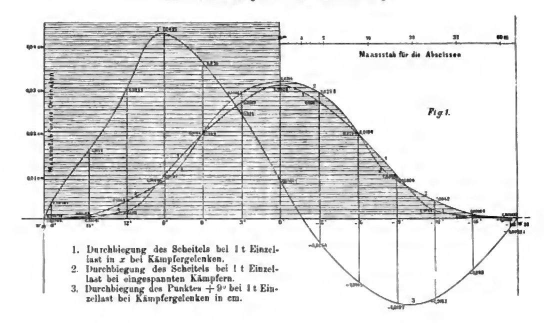
Bei einer gleichmäfsigen Vertheilung der mobilen Last mit $3,_{35}$ t pro m resultiren daraus für diese 51 und $48,_7$ mt.

Bei einer Belastung, welche am Kämpfer nur positive Momente erzeugt, werden im Gelenk immerhin etwa 700 t drücken, und würde durch das Biegungsmoment das der Drehung widerstehende Reibungsmoment $= \mu \cdot Pr$, wo $r = 0,_5$ m ist, aufzuheben sein, μ würde also bei eintretender Drehung nur $\frac{51}{0,_5 \cdot 700} = 0,_{146}$ betragen dürfen.

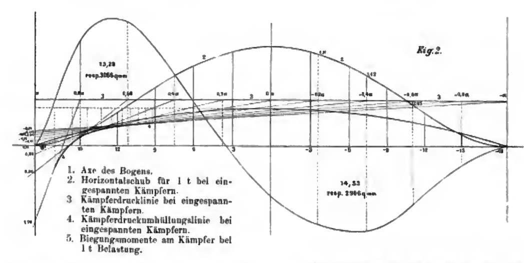
Es ergiebt sich daraus, dafs die für den Bogen mit eingespannten Kämpfern berechneten Durchbiegungswerthe der Wirklichkeit mehr entsprechen werden als die für Bogen mit Scharnieren ermittelten.

Digitized by Google

Zur Berechnung der Formveränderung.



1. Durchbiegung des Scheitels bei 1 t Einzellast in x bei Kämpfergelenken.
2. Durchbiegung des Scheitels bei 1 t Einzellast bei eingespannten Kämpfern.
3. Durchbiegung des Punktes $+9^v$ bei 1 t Einzellast bei Kämpfergelenken in cm.



1. Axe des Bogens.
2. Horizontalschub für 1 t bei eingespannten Kämpfern.
3. Kämpferdrucklinie bei eingespannten Kämpfern.
4. Kämpferdruckumhüllungslinie bei eingespannten Kämpfern.
5. Biegungsmomente am Kämpfer bei 1 t Belastung.

Die Berechnung der Werthe für den vorliegenden Fall ergiebt übrigens auch die sehr geringe Differenz, welche die Auffassung des Problems für so geringe Centriwinkel zuläfst.

Formveränderung des kreisförmigen Bogens mit Kämpfergelenken unter einer isolirten Last.

Nach Winkler (115 in §. 314) gelten für einen Punkt des Bogens die Gleichungen:

$$EWJy = r^3[H(\tfrac{1}{2}\sin^2\varphi + \cos\alpha - \cos\alpha\cos\varphi - \varphi\cos\alpha\sin\varphi) - V(\sin\alpha\cos\varphi - \sin\alpha + \varphi\sin\alpha\sin\varphi + \tfrac{1}{2}\varphi + \tfrac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi)] - \varkappa r^3(H\cos\alpha + V\sin\alpha)\varphi\sin\varphi + Ar\sin\varphi + C.$$

$$EWJy' = r^3[H(\tfrac{1}{2}\sin^2\varphi + \cos\alpha - \cos\alpha\cos\varphi - \varphi\cos\alpha\sin\varphi) - V'(\sin\alpha\cos\varphi - \sin\alpha + \varphi\sin\alpha\sin\varphi - \tfrac{1}{2}\varphi - \tfrac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi)] - \varkappa r^3(H\cos\alpha + V'\sin\alpha)\varphi\sin\varphi + A'r\sin\varphi + C'.$$

Die Einsetzung der betreffenden Werthe für V und V'

$$V = G\frac{\sin\alpha + \sin\beta}{2\sin\alpha} \qquad V' = G\frac{\sin\alpha - \sin\beta}{2\sin\alpha}$$

ergiebt:

1) $EWJy$

$$= r^3H(\tfrac{1}{2}\sin^2\varphi + \cos\alpha(1-\cos\varphi) - \varphi\cos\alpha\sin\varphi - \varkappa\cdot\varphi\cdot\cos\alpha\sin\varphi) - r^3G\frac{\sin\alpha + \sin\beta}{2\sin\alpha}\left[\frac{\varphi}{2} + \tfrac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi - \sin\alpha\cdot(1-\cos\varphi) + \varphi\sin\alpha\sin\varphi + \varkappa\cdot\varphi\cdot\sin\alpha\sin\varphi\right] + Ar\sin\varphi + C.$$

2) $EWJy'$

$$= r^3H(\tfrac{1}{2}\cdot\sin^2\varphi + \cos\alpha(1-\cos\varphi) - \varphi\cos\alpha\sin\varphi - \varkappa\varphi\cos\alpha\sin\varphi) - r^3G\frac{\sin\alpha - \sin\beta}{2\sin\alpha}\left[-\frac{\varphi}{2} - \tfrac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi - \sin\alpha\cdot(1-\cos\varphi) + \varphi\sin\alpha\sin\varphi + \varkappa\varphi\sin\alpha\sin\varphi\right] + A'r\sin\varphi + C'.$$

(Fortsetzung auf Spalte 219.)

Digitized by Google

Tabelle der $\Delta_0 y$.

Durchbiegung des … bei Annahme von Kämpfergelenken

Durchbiegung pro 1 Tonne bei Stellung der Achse 1 bei … der Spannweite

Nr der Achse	Last der Achse rechts	Last der Achse links	0 rechts	0 links	1/4 rechts	1/4 links	1/2 rechts	1/2 links	3/4 rechts	3/4 links
1	8,5	8,5	0	0	0,0094	—	0,0500	—	0,0094	—
2	10,75	10,75	−0,00011	−0,00011	0,0130	—	0,0303	—	0,0078	—
3	10,75	10,70	0	—	0,0133	—	0,0398	—	0,0055	—
4	7,5	7,5	0,0001	—	0,0173	—	0,0279	—	0,0023	—
5	7,5	7,5	0,00015	—	0,0188	—	0,0370	—	0,0015	—
6	7,5	7,5	0,0004	—	0,0201	—	0,0380	—	0,0013	—
7	8,5	8,5	0,0006	—	0,0338	—	0,0337	—	0,0003	—
8	10,75	10,73	0,0011	—	0,0251	—	0,0310	—	0,0004	—
9	10,75	10,75	0,00145	—	0,0303	—	0,0136	—	0,0003	—
10	7,5	7,5	0,0039	—	0,0380	—	0,0153	—	0,0001	—
11	7,5	7,0	0,0048	—	0,0393	—	0,0143	—	0	—
12	7,5	7,5	0,0053	—	0,0301	—	0,0185	—	0	—
13	9,4	9,4	0,0113	0,0118	0,0304	0,0304	0,0076	0,0077	—	—
14	9,4	9,4	0,0140	0,0146	0,0293	0,0338	0,0043	0,0043	—	—
15	8,0	9,0	0,0194	0,0133	0,0385	0,0387	0,0013	0,0015	—	—
16	8,3	9,0	0,0381	0,0319	0,0343	0,0345	0,0008	0,0008	—	—
17	9,0	8,9	0,0368	0,0353	0,0301	0,0210	0,0003	0,0004	—	—
18	9,0	8,3	0,0373	0,0375	0,0171	0,0175	0,0001	0,0008	—	—
19	8,7	9,0	0,0308	0,0333	0,0180	0,0130	0	0	—	—
20	8,7	9,0	0,0300	0,0300	0,0030	0,0101	—	—	—	—
21	8,7	9,0	0,0288	0,0395	0,0055	0,0050	—	—	—	—
22	8,7	9,0	0,0370	0,0379	0,0018	0,0034	—	—	—	—
23	8,7	9,1	0,0335	0,0347	0,0007	0,0010	—	—	—	—
24	8,7	9,1	0,0310	0,0331	0,0004	0,0005	—	—	—	—
25	9,0	9,5	0,0185	0,0178	0,0001	0,0002	—	—	—	—
26	9,8	9,5	0,0133	0,0145	0	0	—	—	—	—
27	9,1	9,0	0,0080	0,0097	0	0	—	—	—	—
28	9,1	9,0	0,0047	0,0058	—	—	—	—	—	—
Sa. der durch die Achslasten 1 bis 12 erzeugten Durchbiegung										

Durchbiegung entsprechend den Achslasten bei Stellung der Achse 1 bei … der Spannweite

Nr der Achse	0 rechts	0 links	1/4 rechts	1/4 links	1/2 rechts	1/2 links	3/4 rechts	3/4 links
1	—	—	0,7099	—	0,3800	—	0,0793	—
2	−0,0013	—	0,1290	—	0,3255	—	0,0784	—
3	—	—	0,1430	—	0,3300	—	0,0591	—
4	0,0007	—	0,1391	—	0,3094	—	0,0165	—
5	0,0011	—	0,1411	—	0,3028	—	0,0113	—
6	0,0030	—	0,1509	—	0,1951	—	0,0086	—
7	0,0048	—	0,2005	—	0,1930	—	0,0051	—
8	0,0112	—	0,3700	—	0,2358	—	0,0043	—
9	0,0156	—	0,3815	—	0,3104	—	0,0032	—
10	0,0318	—	0,2144	—	0,1198	—	0,0007	—
11	0,0315	—	0,3315	—	0,1068	—	—	—
12	0,0443	—	0,3300	—	0,0094	—	—	—
13	0,1054	0,1063	0,3860	0,3860	0,0715	0,0784	—	—
14	0,1304	0,1373	0,2740	0,2748	0,0404	0,0404	—	—
15	0,1788	0,1729	0,2840	0,2408	0,0116	0,0155	—	—
16	0,1970	0,1971	0,3160	0,3300	0,0071	0,0081	—	—
17	0,2354	0,2342	0,1810	0,1870	0,0037	0,0036	—	—
18	0,2511	0,2458	0,1539	0,1559	0,0003	0,0018	—	—
19	0,2080	0,2482	0,1045	0,1384	—	—	—	—
20	0,2083	0,2754	0,0748	0,0909	—	—	—	—
21	0,2546	0,2356	0,0304	0,0450	—	—	—	—
22	0,2350	0,2511	0,0139	0,0310	—	—	—	—
23	0,2140	0,2248	0,0084	0,0031	—	—	—	—
24	0,1912	0,2014	0,0036	0,0048	—	—	—	—
25	0,1580	0,1388	0,0008	0,0010	—	—	—	—
26	0,1808	0,1279	—	—	—	—	—	—
27	0,0788	0,0873	—	—	—	—	—	—
28	0,0488	0,0558	—	—	—	—	—	—
Sa. der durch die Achslasten 1 bis 12 erzeugten Durchbiegung	—	0,1354	—	2,1809	—	2,3771	—	—
	3,0518	3,1550	3,7805	3,8457	2,6115	2,5189	0,2675	—

Tabelle der $\Delta_2 y$.

Laufende Nummer	Es wurde beobachtet in	Stellung der Achse 1 auf 0 — Oeffnung I — eine Senkung des Bogenscheitels rechts durch Instrument II (1)	Oeffnung I — links durch Instrument I (2)	Oeffnung II — rechts durch Instrument II (3)	Oeffnung II — links durch Instrument I (4)
1	bei Stellung der Achse 1 auf 0	47 mm	49	45	43
2	Ausschlag der Libelle in Strichen	−4	− 8	−3,5	− 4,5
3	Also zu hoch visirt	9,98	14,6	8,88	9,05
4	Also wirkliche Durchbiegung	37,08	34,4	36,32	33,35
5	Die Berechnung ergiebt für Bogen mit Kämpfergelenken	30,58	31,50	30,53	31,55
6	Bleibt Rest	6,56	2,85	5,70	2,40
7	Derselbe entspricht einer Länge h von	11,5 m	3,80 m	11,75	5,13
8	bei $h_1 = 16$ würde $\Delta_2 y =$	13,98 mm	18,40	11,7	11,55
9	Differenz	−7,43 mm	−15,05	−6,0	− 8,07
10	bei $h = 10$ würde $\Delta_2 y = {}^2/_3 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 10000 \operatorname{tg} \varphi$	5,8	7,65	4,85	4,71
11	Differenz	+0,78 mm	− 4,80	+0,85	− 2,31
12	Die Berechnung ergiebt für Bogen mit Kämpfergelenken	32,04 mm	33,13	32,04	33,18
13	bleibt Rest	5,04 mm	1,27	4,28	0,83
14	$h =$	8,34 m	1,7	8,92	1,78
15	bei $h_1 = 16$ wird $\Delta_2 y =$	13,93	18,40	11.7	11,35
16	Differenz	−8,94 mm	−17,13	−7,42	−10,51
17	bei $h = 10$ wird $\Delta_2 y$	5,8	7,05	4.88	4,70
18	Differenz	−0,78 mm	− 6,38	−0.82	− 3,88

Digitized by Google

Bogenscheitels

bei Annahme von eingespannten Kämpfern															
Durchbiegung pro 1 Tonne bei Stellung der Achse 1 bei								Durchbiegung entsprechend den Achslasten bei Stellung der Achse 1 bei							
0		1/4		1/2		3/4		0		1/4		1/2		3/4	
der Spannweite								der Spannweite							
0	—	0,0054	—	0,0314	—	0,0084	—	0	-	0,0714	—	0,2065	—	0,0714	—
0,0001	—	0,0098	—	0,0313	—	0,0073	—	0,0011	—	0,1030	—	0,3361	—	0,0784	—
0,0002	—	0,0112	—	0,0311	—	0,0064	—	0,0022	—	0,1204	—	0,3240	—	0,0587	—
0,0004	—	0,0182	—	0,0288	—	0,0045	—	0,0030	—	0,1210	—	0,2835	—	0,0338	—
0,0000	—	0,0185	—	0,0290	—	0,0035	—	0,0038	—	0,1388	—	0,2175	—	0,0285	—
0,0007	—	0,0207	—	0,0282	—	0,0031	—	0,0002	—	0,1552	—	0,2116	—	0,0232	—
0,0020	—	0,0255	—	0,0240	—	0,0016	—	0,0170	—	0,2170	—	0,2052	—	0,0136	—
0,0027	—	0,0272	—	0,0221	—	0,0009	—	0,0290	—	0,2922	—	0,2375	—	0,0097	—
0,0034	—	0,0252	—	0,0201	—	0,0008	—	0,0365		0,3025	—	0,2161	—	0,0084	—
0,0052	—	0,0304	—	0,0142	—	0,0003	—	0,0390	—	0,2280	—	0,1066	—	0,0022	—
0,0080	—	0,0300	—	0,0121	—	0,0002	—	0,0450	—	0,2320	—	0,0910	—	0,0015	—
0,0088	—	0,0312	—	0,0104	—	0,0001	—	0,0510	—	0,2340	—	0,0780	—	0,0007	—
0,0084	0,0085	0,0312	0,0314	0,0070	0,0075	—	—	0,0884	0,0894	0,2944	0,2854	0,0705	0,0705	—	—
0,0125	0,0127	0,0308	0,0208	0,0057	0,0057	—	—	0,1176	0,1195	0,2808	0,2898	0,0538	0,0536	—	—
0,0194	0,0132	0,0288	0,0288	0,0035	0,0036	—	—	0,1729	0,1728	0,2047	0,2022	0,0312	0,0324	-	—
0,0235	0,0232	0,0284	0,0206	0,0022	0,0024	—	—	0,2092	0,2087	0,2302	0,2294	0,0196	0,0210	—	—
0,0278	0,0273	0,0208	0,0220	0,0007	0,0002	—	—	0,2511	0,2430	0,1878	0,1960	0,0063	0,0080	—	—
0,0298	0,0295	0,0161	0,0180	0,0004	0,0005	—	-	0,2882	0,2628	0,1450	0,1603	0,0020	0,0045	-	—
0,0302	0,0310	0,0100	0,0114	0,0001	0,0001	—	—	0,2680	0,2780	0,0870	0,1026	0,0009	0,0003	—	—
0,0314	0,0314	0,0080	0,0087	—	—	—	—	0,2322	0,2826	0,0626	0,0722	—	—	—	—
0,0305	0,0310	0,0054	0,0061	—	—	—	—	0,2656	0,2790	0,0470	0,0549	—	—	—	—
0,0290	0,0283	0,0038	0,0045	—	—	—	—	0,2522	0,2691	0,0331	0,0405	—	—	—	—
0,0284	0,0232	0,0019	0,0025	—	—	-	—	0,2310	0,2410	0,0273	0,0228		—	—	—
0,0270	0,0235	0,0009	0,0014	—	—	—	—	0,2002	0,2140	0,0082	0,0127	—	—	—	—
0,0150	0,0170	0,0002	0,0004	—	—	—	—	0,1440	0,1617	0,0029	0,0038	—	—	—	—
0,0110	0,0128	0,0001	0,0002	—	—	—	—	0,1057	0,1188	0,0002	0,0018	—	—	—	—
0,0078	0,0086	—	—	—	—	—	—	0,0692	0,0774	—	—	—	—	—	—
0,0020	0,0008	—	—	—	—	—	—	0,0546	0,0612	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,2228	—	2,2162	—	2,5289	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	3,2038	3,3129	3,8885	3,8738	2,7126	2,7184	0,2222	—
								3,0518	3,1556	3,7665	3,8457	2,5113	2,5169	0,2675	—
Mehr als bei Kämpfergelenken								0,1521	0,1573	0,1220	0,1281	0,2013	0,2015	0,0707 cm	—
oder Procent								4,28	5	3,24	3,22	8 %	8	37,8	—

Stellung der Achse 1 auf 1/4				Stellung der Achse 1 auf 1/2				Stellung der Achse 1 auf 3/4			
Oeffnung I		Oeffnung II		Oeffnung I		Oeffnung II		Oeffnung I		Oeffnung II	
eine Senkung des Bogenscheitels				eine Senkung des Bogenscheitels				eine Senkung des Bogenscheitels			
rechts durch Instrument II	links durch Instrument I	rechts durch Instrument II	links durch Instrument I	rechts durch Instrument II	links durch Instrument I	rechts durch Instrument II	links durch Instrument I	rechts durch Instrum. II	links durch Instrum. I	rechts durch Instrum. II	links durch Instrum. I
5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
58	58 mm	58	58	42	40	45	42	11	8	15	11
— 5	— 8	— 5	— 7,5	3	— 5	— 4,5	— 6,5	— 1	— 1	— 2,75	— 3,5
12,40	14,6	12,40	13,9	7,44	10	11,10	12,48	2,48	2,3	6,82	7,1
45,6	43,4 mm	45,00	44,1	34,58	30	33,84	29,02	8,52	5,7	8,15	3,9
37,07	38,46	37,07	38,46	25,11	25,17	25,11	25,17	2,08	2,68	2,08	2,68
8,92	4,94 mm	8,93	5,64	9,45	4,82	8,12	3,85	5,84	3,02	5,50	1,22
14,1 m	6,52 m	14,10	7,9	24,8	9,46	14,5	6,05	45,8	25,10	16,08	3,24
15,80	18,37	15,60	17,6	9,26	12,50	14,8	15,68	3,12	29,4	7,80	8,57
— 6,67	—11,78	— 6,67	—11,98	+ 0,09	— 7,87	— 6,07	—11,85	+ 2,71	+ 0,08	— 2,30	— 7,25
6,50	7,65	6,50	7,31	3,9	5,2	6,16	6,52	1,3	1,22	3,58	3,02
+ 2,43	— 2,11	+ 2,43	— 1,67	+ 5,55	— 0,37	+ 2,57	— 2,67	+ 4,54	+ 1,80	+ 1,92	— 2,34
38,99	39,74	38,88	39,74	27,12	27,18	27,15	27,18	3,38	3,28	3,38	3,28
6,71	3,02	6,71	4,36	7,43	2,92	6,71	1,84	5,14	2,32	4,80	0,02
10,54	4,88	10,54	6,11	19,40	5,52	11,10	2,88	40,20	19,32	14,00	1,42
15,60	18,37	15,60	17,60	9,30	12,50	14,8	15,88	3,13	2,94	7,8	8,57
— 8,22	—14,71 mm	+ 8,89	—12,24	— 1,22	— 9,08	— 8,09	—13,84	+ 2,01	— 0,42	— 3,0	— 8,05
6,50 mm	7,65	— 2,18	7,31	3,90	5,2	6,16	6,52	1,2	1,22	3,08	3,02
+ 0,21	— 3,90 mm	+ 0,21	— 2,95	+ 3,53	— 2,28	+ 0,55	— 4,62	+ 3,84	+ 1,10	+ 1,22	— 3,04

Digitized by Google

Die Werthe für $\Delta r \sin\varphi$ und $\Delta' r \sin\varphi$ ergeben sich:

3) $(\Delta \text{ resp. } \Delta') r \sin\varphi =$

$$= \mp \frac{r^3 H \sin\varphi}{2(1-\cos\alpha)}[\alpha - 3\sin\alpha\cos\alpha + 2(1+\varkappa)\alpha\cos^2\alpha]$$

$$\pm \frac{r^3 G \sin\varphi}{4(1-\cos\alpha)}(3\sin^2\alpha - 2\alpha\sin\alpha\cos\alpha - 2 - \sin^2\beta + 2\cos\beta + 2\beta\sin\beta)$$

$$+ \frac{r^3 G \sin\varphi}{4\sin^2\alpha}\Big[\alpha\sin\beta - \beta\sin\alpha + \sin\alpha\sin\beta\cdot(2\alpha\sin\alpha + 3\cos\alpha - \cos\beta)\Big]$$

$$\mp r^3 \varkappa G \frac{\sin\varphi}{2(1-\cos\alpha)}(\alpha\sin\alpha\cos\alpha - \beta\sin\beta) +$$

$$+ r^3 \varkappa G \frac{\sin\varphi}{2}\alpha\sin\beta.$$

4) Die Werthe für C und C', von denen $C' = EW'\Delta_0 y$ ist und die Senkung des Scheitels ausdrückt, sind:

$$\frac{r^3 H}{2(1-\cos\alpha)}(4 - 4\cos\alpha + \alpha\sin\alpha + 5\sin^2\alpha + 2\alpha\sin\alpha\cos\alpha)$$

$$- \frac{r^3 G}{4(1-\cos\alpha)}\Big[(1-\cos\alpha)(2\sin\alpha \pm 2\sin\beta - \alpha \mp \beta) + \sin(\alpha \pm \beta)\cos\beta - \sin\alpha\cos\alpha$$

$$\mp \sin\beta\cos\beta - 2\sin\alpha(\cos\alpha - \cos\beta + \alpha\sin\alpha - \beta\sin\beta)\Big]$$

$$+ \frac{r^3 \varkappa \sin\alpha}{2(1-\cos\alpha)}\Big[2H\alpha\cos\alpha + G(\alpha\sin\alpha - \beta\sin\beta)\Big].$$

Nach diesen Gleichungen ist als Beispiel der Durchbiegung des Punktes der Bogenaxe, welcher 9° links vom Scheitel liegt, für verschiedene Einzellasten berechnet worden, und sind die Resultate bei den zuletzt bezeichneten Holzschnitten in Figur 1 Curve 3 aufgetragen. Es gelten für Lasten von + 9 bis — α: die Gleichung $EW\Delta y$, die Constanten Δ und C, für Lasten von α bis + 9°: die Gleichung $EW\Delta y'$, die Constanten Δ' und C'.

Die Werthe der Durchbiegung des Scheitels $\Delta_0 y$ sind nach der Gleichung für C' berechnet (da $C' = EW\Delta_0 y$ wird) und als Curve 1 in vorgedachtem Holzschnitt Figur 1 dargestellt.

Zur Berechnung der

Formveränderung des kreisförmigen Bogens mit eingespannten Kämpfern unter einer isolirten Last.

Es wird nach 236 in §. 344 die Durchbiegung des Scheitels

$$EW\Delta_0 y =$$
$$= -\tfrac{1}{2}Hr^2(2 - 2\cos\alpha - 2\alpha\sin\alpha + \sin^2\alpha) + M_0 r^2(1 - \cos\alpha - \alpha\sin\alpha)$$
$$+ \tfrac{1}{4}Gr^3(\alpha - \beta + \sin\alpha\cos\alpha - \sin\beta\cos\beta - 2\sin(\alpha-\beta) + 2(\alpha-\beta)\sin\alpha\sin\beta)$$
$$- \varkappa(M_0 - Hr(r^2\alpha\sin\alpha + \tfrac{1}{2}\varkappa G r^3(\alpha-\beta)\sin\alpha\sin\beta.$$

Wird in dieser Gleichung $H = Gp$ und $M_0 = Grq$ eingesetzt, von welchen Werthen p bereits oben ermittelt, q sich aus der Gleichung 223 §. 342

$$M_0 = \tfrac{1}{2}Hr\left(2 - \cos\alpha - \frac{\alpha}{\sin\alpha}\right) - \tfrac{1}{4}Gr\frac{(\sin\alpha - \sin\beta)^2}{\sin\alpha}$$

unter Benutzung von p ergiebt, so verwandelt sich die Gleichung für $EW\Delta_0 y$ nach gehöriger Reduction in die folgende

$$EW\Delta_0 y =$$
$$= Gr^3\Big[(q-p)(1-\cos\alpha - \alpha\sin\alpha) - p\frac{\sin^2\alpha}{2}$$
$$+ \frac{\alpha - \beta + \sin\alpha\cos\alpha - \sin\beta\cos\beta - 2\sin(\alpha-\beta)}{4}$$
$$- \varkappa(q-p)\alpha\sin\alpha + (1-\varkappa)\frac{(\alpha-\beta)\sin\alpha\sin\beta}{2}\Big].$$

Die ausgerechneten Werthe für die Durchbiegung des Scheitels zeigt die Curve 2 in Figur 1 der Holzschnitte auf S. 213/214.

Aus den beiden Curven 1 und 2 ist für jede Achslast der zur Probebelastung benutzten Züge der entsprechende Antheil derselben an der Scheitelsenkung ermittelt, und ergiebt die Summirung die Gesammtsenkung des Scheitels für jede Zugstellung. Die Tabelle Δy (auf S. 215 — 218) giebt diese Werthe für Bogen mit beweglichen und eingespannten Kämpfern. In der zweiten Tabelle $\Delta_2 y$ sind diese Durchbiegungswerthe, welche der Rechnung und dem Visirfehler entsprechen, mit den wirklich abgelesenen Senkungen zusammengestellt. Die Differenz beider ($\Delta_3 y$ genannt) ist aus der Pfeilerdurchbiegung resp. aus sonstigen Beobachtungsfehlern oder aus der verschiedenen Festigkeit der Pfeiler an der Süd- und Nordseite zu erklären.

Die auffallende Erscheinung, dafs bei Stellung erster Achse auf $^3/_4$ der Oeffnung 1 beide Instrumente nur wenig von der Horizontalstellung abweichen, erklärt sich daraus, dafs ein bedeutender Theil des Zuges jenseits des Strompfeilers auf Oeffnung 2 stand.

In den Zeilen 8 und 15 sind die Werthe für $\Delta_3 y$ aufgezeichnet, welche sich ergeben würden aus der Annahme, dafs der Pfeiler als vollständig unelastischer Körper durch den Horizontalschub gekantet würde. Es ist für diese Annahme bei mittlerer Feltstiefe von — 6 m Brückenpegel

$$h_1 = 16 \text{ m und}$$
$$\Delta_3 y = 4{,}6 \cdot 16000 \operatorname{tg}\varphi \text{ in mm.}$$

Zeile 9 und 16 zeigen die Differenz der aus dieser Annahme resultirenden Scheitelsenkungen gegen die wirklich beobachteten, wie sie in Zeile 6 und 13 angegeben sind.

Nimmt man vollständige Einspannung des Pfeilers in der Fläche der Mauerwerkssohle und von da bis zum Angriffspunkte der Horizontalkraft eine elastische Biegung an, so ist in diesem Falle

$$h = 10 \text{ m rund,}$$

und es wird $\Delta_3 y = \tfrac{2}{3} \cdot 4{,}6 \cdot 10000 \operatorname{tg}\varphi$.

Zeile 10 und 17 geben die aus dieser Annahme resultirenden Werthe für $\Delta_3 y$ und Zeile 11 und 18 die Differenzen gegen die beobachteten $\Delta_3 y$.

Die beobachteten $\Delta_3 y$ (Zeile 6 und 13) ergeben für die stromabwärts nach Norden gelegenen gröfsere Werthe als für die nach Süden gelegenen Bogenträger. Die auftretenden Differenzen schwanken zwischen 3 und 5 mm.

Ob dieselben sich aus Zufälligkeiten in der Montirung der Bogen herschreiben oder in der gröfseren Festigkeit des der Sonne ausgesetzten südlichen Pfeilervorkopfes, in der Verschiedenheit der Sehkraft der Beobachter, der verschiedenen Dicke der Fadenkreuze ihren Grund haben, mag dahingestellt bleiben.

Sobald an einer Oeffnung die Wirkungen der ruhenden Last, welche 1, $^3/_4$, $^1/_2$ und $^1/_4$ der Spannweite bedeckte, beobachtet waren, wurden die Probezüge abgefahren. und

Digitized by Google

das Verhalten des unbelasteten Bogens beobachtet. Es zeigte der linksseitige Bogenscheitel der Oeffnung 1 bei unbelasteter Brücke eine Senkung von 0,6 mm, der rechtsseitige eine Senkung von 2,3 mm.

Die gleiche Beobachtung der Bogenscheitel der zweiten Oeffnung ergab bei unbelasteter Brücke auf der linken Seite eine Senkung von 0,9 mm, auf der rechten Seite eine Senkung von 4,3 mm.

Es fuhren darauf beide Probezüge mit einer Geschwindigkeit von 10 m pro Secunde über die Brücke, und senkte sich dabei der rechtsseitige Bogen der ersten Oeffnung um 45,7 mm (55 — 9,3), der linksseitige Bogen der zweiten Oeffnung um 43 mm (52 — 9).

Es wurden dann die 4 Locomotiven zusammengekuppelt, und befuhren diese mit Schnellzuggeschwindigkeit das rechtsseitige Geleise. Bei dieser Probe hat sich der Scheitel des rechtsseitigen Bogens der ersten Oeffnung um 50 — 6,8 = 43,2 mm, der des linksseitigen Bogens der zweiten Oeffnung um 14 — 5,3 = 8,7 mm gesenkt.

Formveränderung des Bogens durch sein Eigengewicht und durch Temperaturveränderungen.

Um bei der Montirung den Bogen richtig auf die Kämpfer aufsetzen, zu dem Zwecke also den Bogenscheitel in die richtige Höhe heben zu können, war die Berechnung der durch Eigengewicht und Temperatur bewirkten Deformationen nothwendig, und sind die bezüglichen Resultate im Folgenden gegeben.

Bei gleichmäfsiger Belastung der Achse wird (169 §. 327 bei Winkler):

$$H = g r \frac{\alpha + q \sin\alpha\cos\alpha - 10\,\alpha\cos^2\alpha - 4\,\alpha^2\sin\alpha\cos\alpha - 4\,\varkappa\cos\alpha(\alpha\cos\alpha + \alpha^2\sin\alpha - \sin\alpha)}{2(\alpha + 2\alpha\cos^2\alpha - 3\sin\alpha\cos\alpha) + \varkappa\cdot 4\cdot\alpha\cos^2\alpha}$$

g beträgt 1,74 t (Gewicht pro m Bogen),
r ist = 167,8 m, und wird daraus
$H = 274{,}379$ ermittelt.

Die verticale und horizontale Verschiebung eines Punktes der Bogenaxe ergiebt sich aus der in 168 gegebenen Formel für $EW\varDelta y$ und $EW\varDelta x$, nachdem C durch Einsetzung von $\varDelta y = 0$ für $\varphi = \alpha$ ermittelt wurde.

$$EW\varDelta y = \tfrac{1}{2}(H + gr)r^3(\sin^2\varphi - 2\cos\alpha\cos\varphi - 2\varphi\cos\alpha\sin\varphi) + C - \tfrac{1}{4}gr^4(\varphi^2 - 3\sin^2\varphi + 4\alpha\sin\alpha\cos\varphi + 4\alpha\varphi\sin\alpha\sin\varphi + 2\varphi\sin\varphi\cos\varphi) - \varkappa r^3[H\varphi\cos\alpha\sin\varphi + gr\sin\varphi(\varphi\cos\alpha - \sin\varphi + \alpha\varphi\sin\alpha)].$$

$$EW\varDelta x = \tfrac{1}{2}(H+gr)r^3(\varphi - \sin\varphi\cos\varphi - 2\cos\alpha\sin\varphi + 2\varphi\cos\alpha\cos\varphi) + \tfrac{1}{4}gr^4(4\alpha\sin\alpha\sin\varphi - 4\alpha\varphi\sin\alpha\cos\varphi - 2\varphi + 3\sin\varphi\cos\varphi - \varphi\cos 2\varphi) - \varkappa r^3[H\varphi\cos\alpha\cos\varphi + gr\cos\varphi(\varphi\cos\alpha + \alpha\varphi\sin\alpha - \sin\varphi)].$$

Es ist für

$\varphi =$	0	3	6	9	12	15	18°
$\varDelta y =$	34,38	33,38	30,26	26,04	20,80	12,76	6,1 mm
$\varDelta x =$	0	−0,87	−2,42	−2,11	−1,94	−1,88	−0,34 mm

Die Temperaturveränderung erzeugt im Bogen einen Horizontalschub, welcher proportional derselben zunimmt. Es ist dieses

$$H = -\frac{2EW\varepsilon\tau\sin\alpha}{r^2(\alpha - 3\sin\alpha\cos\alpha + 2\alpha\cos^2\alpha) + 2\varkappa r^2\alpha\cos^2\alpha} = -\tau\cdot 1{,}144147 \text{ t}.$$

Die Verschiebungen der Punkte der Bogenaxe stellen sich daher nach 311 §. 364:

$$\varDelta x = -\tau\cdot 1{,}144147\left[\frac{r^3}{2EW}(\varphi - 2\cos\alpha\sin\varphi - \sin\varphi\cos\varphi + 2\varphi\cos\alpha\cos\varphi) + \frac{r}{\varepsilon\varepsilon}\varphi\cos\alpha\cos\varphi\right] + r\varepsilon\tau\sin\varphi.$$

$$\varDelta y = -\tau\cdot 1{,}144147\left[\frac{r^3}{2EW}\left\{(\sin^2\alpha - \sin^2\varphi - 2\cos\alpha(\cos\alpha - \cos\varphi + \alpha\sin\alpha - \varphi\sin\varphi)\right\} - \frac{r}{\varepsilon\varepsilon}(\alpha\sin\alpha - \varphi\sin\varphi)\right] - r\varepsilon\tau(\cos\varphi - \cos\alpha),$$

bei $\tau = 30°$ wird

für $\varphi =$	0	3	6	9	12	15	18°
$\varDelta x =$	0	2,9	5,8	6,5	6,3	4,5	1,0 mm
$\varDelta y =$	83,1	80,5	72,7	60,0	43,9	24,9	4,5 mm

Einer Temperaturveränderung von 1° entspricht demnach eine Senkung oder Hebung des Scheitels von 2,77 mm.

Im Winter 1878/79 sind an 39 Tagen die durch die Temperatur veranlafsten Hebungen und Senkungen durch Nivellirinstrumente beobachtet worden, und hat die mittlere Hebung und Senkung 2,87 mm pro Grad R. betragen. Die Differenz gegen die berechneten 2,77 mm ist zu erklären aus dem Umstande, dafs nur die Lufttemperatur gemessen werden konnte.

Gewicht der Eisenconstruction.

Die Eisenconstruction für ein Geleise einer Oeffnung setzt sich aus folgenden Gewichten zusammen:

	Gufsstahl	Walzeisen	Gufseisen
1. Walzeisen und Gufsstahl (Backenstücke) eines Bogenträgers . . .	3518	189957	—
2. Fahrbahnstützen eines Bogenträgers	—	18780,5	—
3. Querträger und Querverbindungen	—	15396	—
4. Innere und äufsere Schienenträger	—	22796	—
5. Horizontalverbände der Fahrbahn der oberen und unteren Gurtung .	—	25023,5	—
6. Unterstützung des Bohlenbelags .	—	3982,5	—
7. Widerlager und Auflager . . .	2738	580	4690
Summa	6256	276515,5	4690

Das Gesammtgewicht der Eisenconstruction für 1 Geleise einer Oeffnung beträgt an Gufsstahl, Walzeisen und Gufseisen 287461,5 kg,

also pro m der Spannweite (107 m) = 2690 kg
und - - - Fahrbahn (109 m) = 2640 -

1 Bogenträger (excl. Polster und Fufslager) wiegt an Gufsstahl und Walzeisen 193475 kg,

also pro m der Spannweite 1810 kg
und - - - Fahrbahn 1771 -

Sondert man die von der Spannweite abhängigen Constructionstheile, hier Bogenträger, Horizontalverbände, Widerlager und Auflager (pos. 1, 5 und 7) mit im Ganzen 226716,5 kg von den durch die Spannweite nicht beeinflufsten Theilen (pos. 2, 3, 4 und 6) mit 62745 kg, so wird das Gewicht pro lfd. m der Spannweite

$$p = \frac{226716{,}5 + 60745}{107} = 2120 + 568,$$

oder $p = 19{,}8\, l + 568.$

Das constante Glied dieses Ausdruckes vermehrt sich noch durch das Gewicht der Unterlagsplatte, welche der

Digitized by Google

Schiene die Neigung von 1 : 20 giebt, der Schienenbefestigungsmittel, der Temperatur-Ausgleichungsvorrichtung mit 5440 kg Walzeisen und 39 kg Gufsstahl, zusammen 5479 kg Gewicht pro Geleise einer Oeffnung, ferner um das Gewicht der Schienen und des Bohlenbelags, welches pro m Geleise $2 \cdot 25{,}8 + 1 \cdot 4 \cdot 0{,}05 \cdot 650 = 181{,}6$ kg beträgt.

Im Ganzen beträgt dieser Zusatz $\frac{5479}{107} + 181{,}6 = 233$ kg,

und es wird mit Rücksicht hierauf $p = 19{,}8\, l + 801$.

Gruppirt man die Gewichte der Construction, wie solches zur Ermittelung von p für die Brücke der Rheinischen Eisenbahn bei Coblenz (vide Hartwich, Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn 1. Abth., pag. 29 u. 30) geschehen ist, so stellt sich die Summe, welche der dort mit A bezeichneten entspricht, auf 208737 kg, diejenige, welche der dort mit B bezeichneten entspricht, auf 67198 kg; A und B zusammen geben 275935,5 kg. Bei einer Fahrbahnlänge von 109 m wird p pro m Fahrbahn = 2530 kg gegen $\mathfrak{p} = \frac{1923{,}4}{2} \cdot 3{,}1862 = 3060$ kg bei der Brücke der Rheinischen Bahn.

Ferner wird $p = \frac{208737}{107^2}\, l + \frac{67198}{107} = 18{,}25\, l + 628$

gegen $p = \frac{502668 \cdot 3{,}1862^2}{308^2 \cdot 2}\, l + \frac{107046 \cdot 3{,}1862}{2 \cdot 308}$

$= 26{,}9\, l + 554$ kg bei der Brücke der Rheinischen Eisenbahn.

Werden Belag und Schienen mitgerechnet, so stellt sich für die Brücke der Staatsbahn $p = 18{,}25\, l + 861$, für die Brücke der Rheinischen Eisenbahn $p = 26{,}9\, l + 1250$, oder, wenn bei dieser Brücke die untere (3" =) 0,08 m starke Lage des Bohlenbelags mit $\frac{130}{5} \cdot 8 = 208$ kg abgezogen wird, $p = 26{,}9\, l + 1042$.

D. Statische Verhältnisse der Brücke.

1. Strompfeiler.

Die Inanspruchnahmen des Strompfeilers sind graphisch auf Blatt E dargestellt durch zwei Kräftepläne, welche sich aus der Combination der Horizontalschübe der Eisenconstruction mit dem Pfeilergewicht ergeben. Es sind zwei Fälle unterschieden, einmal, dafs Horizontalschübe durch den ganzen Pfeilerkörper und die ganze Grundfläche auf den Beton übertragen werden, zweitens, dafs nur der innere, 10 m breite Theil des Pfeilers den Horizontalschüben entgegenwirkt, und nur in dem inneren 10 m breiten Theile der Grundfläche Drücke auf den Beton übertragen werden.

Die erste Annahme führt auf einen Maximaldruck von 6,72 kg pro qcm im Mauerwerk und von 6,3 kg pro qcm auf der Betonoberfläche.

Die zweite Annahme ergiebt entsprechend 8,45 kg und 8,07 kg.

Zugspannungen kommen nicht vor.

2. Fluthbrücke.

Die 25 m weiten Fluthöffnungen sind mit elliptischen Bögen on 1 m Stärke überspannt.

Damit die Stützlinie mit der Bogenmitte zusammenfalle, ist durch angemessene Hintermauerung dafür zu sorgen, dafs auf den Bogenrücken ein horizontaler Widerstand ausgeübt werde, welcher, dem passiven Erddrucke vergleichbar, erst zu wirken beginnt, wenn durch Belastungsveränderungen eine Verlegung der Stützlinie nach der Hintermauerung zu nothwendig wird. Ein actives Wirken dieser Hintermauerung in horizontaler Richtung, wie es bei loser Erde und beim Wasser stattfindet, bleibt durch die Cohäsion des Mörtels und die Ueberkragung der Hintermauerung im Wesentlichen ausgeschlossen.

Die Horizontalwiderstände werden durch die Schubfestigkeit des Mörtels geleistet, vor Erhärten desselben durch die Reibung in der Horizontalfuge, welche in diesem Zustande mit dem Coefficienten 0,4 nicht überschätzt wird.

Für den erhärteten Mörtel ist der Coefficient etwa = 1 zu setzen.

Die Ellipse der Bogenmitte ist der Untersuchung zu Grunde gelegt, und sind nach Anleitung des Schwedler-schen Aufsatzes, Theorie der Stützlinie (Zeitschr. f. Bauwesen 1859 §. 7 Formel 3), die Belastungshöhen bestimmt worden, welche zugleich einen horizontalen Schub dem $m$fachen Gewichte gleich erzeugend, die Ellipse als Stützlinie bedingen.

Es ist nach Formel 3

$$\varrho = \frac{Q \sec^3 \alpha}{z(1 + m\, \mathrm{tg}^2 \alpha)^{3/2}}$$

oder

$$1) \qquad z = \frac{Q \sec^3 \alpha}{\varrho (1 + m\, \mathrm{tg}^2 \alpha)^{3/2}}$$

$Q = \varrho_0\, z_0\, \gamma_1$, wo ϱ_0 der Krümmungsradius im Schnittpunkte der Ellipse mit der kleinen Axe $= \frac{a^2}{b}$,

z_0 die Belastungshöhe in diesem Punkte,

γ_1 das Gewicht eines Cubikmeters Ziegelmauerwerk (1,6 t) bezeichnet.

Das Gewicht der Hintermauerung aus Bruchstein ist zu 2,4 t = $1{,}5\, \gamma$, das der Kiesfüllung = 1,85 t oder $1{,}155\, \gamma_1$ angesetzt.

Als sonstige Bezeichnungen sind noch gebraucht:

x, y Mittelpunktsordinate der Ellipse,

r und r_1 die Radienvectoren eines Punktes,

ϵ die Excentricität,

a und b die grofse und kleine Halbaxe,

ϱ der Krümmungsradius eines Punktes

und die Beziehungen

$$\varrho = \frac{(r r_1)^{3/2}}{a b}$$

$$\epsilon = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a}$$

$$r = a - \epsilon x \quad r_1 = a + \epsilon x.$$

Es wird durch Einsetzung in Formel 1

$$z = \gamma_1 z_0 \frac{a^2}{b} \cdot \frac{a b}{(r\, r_1)^{3/2}} \cdot \frac{\sec^3 \alpha}{(1 + m\, \mathrm{tg}^2 \alpha)^{3/2}},$$

ferner ist

$\frac{dy}{dx} = \frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{x}{y} = \mathrm{tg}\, \alpha$ (zur Berechnung von $\sec \alpha$) und

$\sec \alpha = \sqrt{1 + \mathrm{tg}^2 \alpha}$,

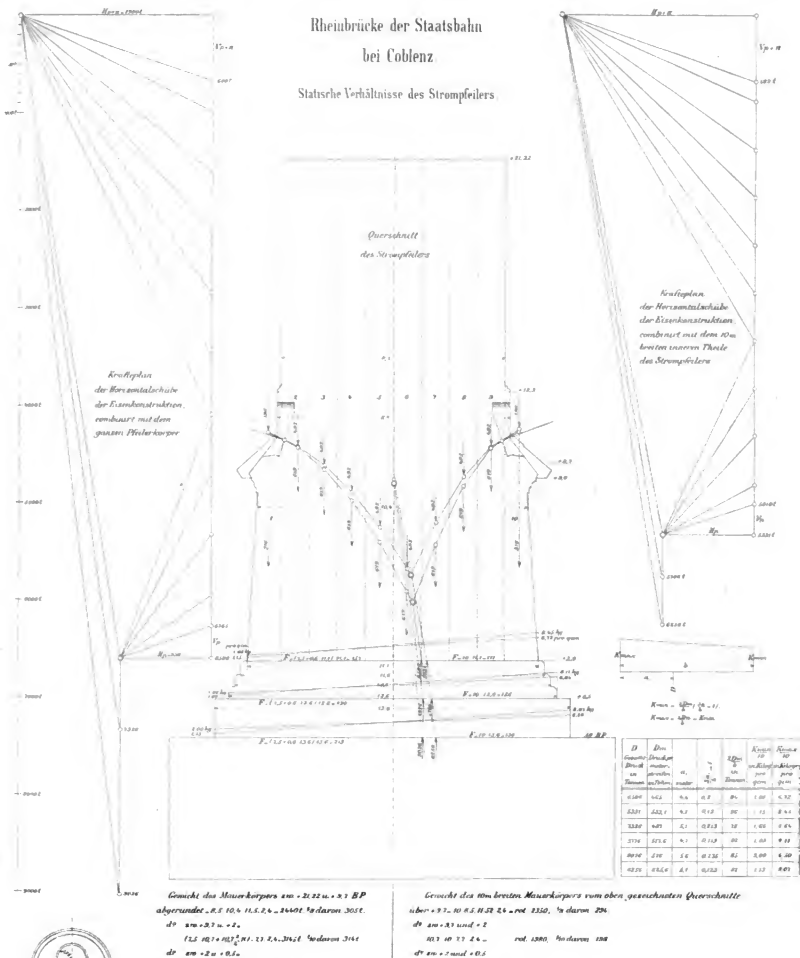
oder

$$2) \qquad z = \gamma_1 z_0 \left(\frac{a}{\sqrt{r\, r_1}}\right)^3 \left(\frac{1 + \mathrm{tg}^2 \alpha}{1 + m\, \mathrm{tg}^2 \alpha}\right)^{3/2}.$$

Digitized by Google

Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz

Statische Verhältnisse des Strompfeilers



D Gesammt-Druck in Tonnen	Dm Druck pro meter-streifen in Tonnen	a, meter	e/a	2Dm/b in Tonnen	Kmin/10 in Kilogr. pro qcm	Kmax/10 in Kilogr. pro qcm
6500	645	6,6	0,2	86	1,00	6,32
5331	533,1	6,3	0,13	86	1,15	8,46
3330	683	5,1	0,213	78	1,66	8,64
5776	577,6	6,3	0,119	92	1,00	9,10
9016	516	5,6	0,236	85	2,00	6,30
4256	425,6	4,1	0,123	83	1,33	9,07

Gewicht des Mauerkörpers zw. + 21,22 u. + 9,2 BP abgerundet = 8,5 . 10,6 . 11,5 . 2,6 = 2640 t. ⅛ davon 305 t.

dº zw. + 9,2 u. + 2 = (7,5 . 10,7 + 10,7²/4 π) . 7,2 . 2,6 = 3145 t ⅒ davon 314 t

dº zw. + 2 u. + 0,5 = (7,5 . 12,1 + 12,1²/4 π) 1,5 . 2,4 = 740

Gewicht einer durch den ganzen Pfeiler reichenden Lamelle zw. + 2 u. + 21,22 = 619 t

Gewicht des Körpers + 0,5 u. − 1,0 13,0 (7,8 + 2 . 13,0) 1,5 . 2,4 = rot. 1700 t

Gewicht des 10m breiten Mauerkörpers vom oben gezeichneten Querschnitte über + 9,2 = 10 . 8,5 . 11,52 . 2,6 = rot. 2350, ⅛ davon 294

dº zw. + 9,2 und + 2 10,7 . 10 . 7,2 . 2,6 = rot. 1980, ⅒ davon 198

dº zw. + 2 und + 0,5 12,1 . 10 . 1,5 . 2,4 = 436

Gewicht einer durch den ganzen Pfeiler reichenden Lamelle zw. + 2 und + 21,22 = 492

Gewicht des Mauerkörpers zw. + 0,5 und − 1,0 13,6 . 10 . 1,5 . 2,4 = rot. 490

Kraatz & R. in Berlin.

Digitized by Google


REESE LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
CALIFORNIA.

Digitized by Google

Die Mittellinie des Bogens ist eine Ellipse mit den Halbaxen $a = 13$ $b = 10{,}43$

$$\frac{b}{a} = 0{,}8023$$

$$y = 0{,}8023 \sqrt{a^2 - x^2}$$

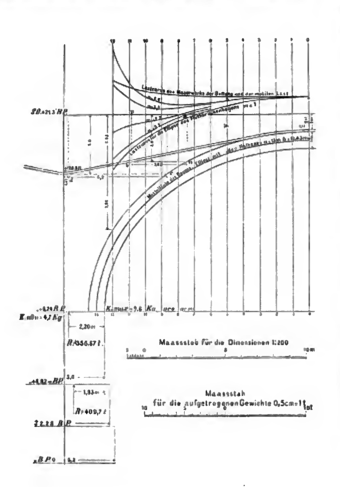
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b^2}{a^2} \frac{x}{y}$$

$$e = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} = 0{,}597.$$

Es wird dann

1	2	3	4					5				
für x	y	$\operatorname{tg}\alpha = \frac{dy}{dx}$	$1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha$ für					$\left(\frac{a}{\sqrt{r r_1}}\right)^3 \left(\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha}\right)^{3/2}$ für m				
			$m = 0{,}1$	0,5	0,7	0,9	1	0,4	0,5	0,7	0,9	1
1	10,339	0,061	1,0014884	1,0018605	1,0026047	1,0033489	1,003721					1,002
2	10,306	0,125	1,0062500	1,0078125	1,0109375	1,0140625	1,105625					1,012
3	10,143	0,191	1,0145924	1,0182405	1,0255367	1,0328328	1,036481	1,06	1,06	1,045	1,04	1,029
4	9,924	0,260	1,02704	1,0338	1,04732	1,06084	1,0676	1,11	1,11	1,08	1,06	1,052
5	9,629	0,334	1,0446224	1,055778	1,0180892	1,1004004	1,111556	1,19	1,18	1,14	1,11	1,065
6	9,253	0,417	1,0695556	1,0869445	1,1217223	1,1565801	1,173889	1,33	1,28	1,20	1,14	1,126
7	8,789	0,513	1,1052676	1,1315845	1,1842182	1,2368521	1,263169	1,44	1,39	1,30	1,22	1,178
8	8,221	0,627	1,1572516	1,1965649	1,2751903	1,353816	1,393129	1,64	1,53	1,42	1,31	1,249
9	7,526	0,771	1,2377724	1,2972205	1,4160087	1,5349969	1,594441	1,94	1,80	1,56	1,40	1,324
10	6,264	0,965	1,3724300	1,4652135	1,6518575	1,8381025	1,931225	2,38	2,17	1,81	1,54	1,427
11	5,559	1,274	1,6492304	1,811538	2,1361532	2,4607684	2,623076	3,12	2,74	2,12	1,70	1,656
12	4,012	1,925	2,4622500	2,8598125	3,5939375	4,3350625	4,705625	4,5	3,24	2,56	1,94	1,791
13	0,0	∞						NB. mit d. Schieber für d. Zweck hinreichend genau gerechnet.				gerechnet.

Die Zahlen der Colonne 5 mit der auf Tonnen reducirten Belastung im Scheitel multiplicirt, geben die zur Erzeugung einer elliptischen Stützlinie nothwendigen Gewichte, wenn m das Verhältnifs des Widerstandes des Lastprismas gegen horizontale Verschiebung zu seinem Gewichte bezeichnet. Die verschiedenen m entsprechenden Belastungscurven sind neben der Curve der wirklichen Belastung verzeichnet. Die Curve für $m = 0{,}4$ (Reibungswiderstand für feuchten Mörtel) nähert sich der Curve der projectirten Last hinreichend.



	$x =$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ziegelmauerwerk	Höhe in m	1,13	1,13	1,13	1,13	1,15	1,18	1,21	1,25	1,31	1,38	1,56	1,74	2,40
	Gewicht in Tonnen	1,81	1,81	1,81	1,81	1,84	1,66	1,94	2,00	2,1	2,21	2,45	2,78	3,84
Bruchsteinmauern	Höhe m						0,1	0,26	0,5	0,86	1,36	1,94	2,81	3,84
	Gew. t						0,64	0,82	1,2	2,00	3,26	4,05	6,74	9,6
Kies	Höhe m	1,0	1,02	1,09	1,60	1,40	1,90	1,87	2,05	2,22	2,41	2,59	2,77	2,95
	Gew. t	1,85	1,86	2,06	2,67	2,70	3,07	3,40	3,79	4,13	4,46	4,79	5,16	5,46
	Sa. des Eigengewichts	3,66	3,7	3,88	4,16	4,6	5,2	6,06	6,96	8,29	9,93	11,89	14,64	18,5
Eigenggew. + mobile Last (1,79 pro qcm)		5,48	5,49	5,62	5,87	6,39	6,93	7,81	8,78	10,06	11,76	13,68	16,46	20,26
Gewichte, welche die Ellipse als Stützlinie bedingt bei: $m = 0{,}4$	ohne	mobile Last				4,1	4,4	4,7	5,6	6,0	7,1	8,7	11,4	16,5
	mit	mobiler Last				6,1	6,5	7,0	7,8	8,6	10,9	13,0	17,0	24,5
$m = 0{,}5$	ohne					4,1	4,9	4,6	5,1	5,7	6,6	8,0	10,6	13,6
	mit					6,0	6,4	6,9	7,6	8,5	9,8	11,6	15	19,6
$m = 0{,}7$	ohne					4,0	4,2	4,4	4,6	5,6	5,7	6,6	7,8	9,4
	mit					5,8	6,2	6,5	7,1	7,7	8,5	9,8	11,6	14
$m = 0{,}9$	ohne					3,9	4,1	4,2	4,5	4,4	5,1	5,6	6,2	7,1
	mit					5,8	6,1	6,2	6,6	7,6	7,0	5,4	9,2	16,6
$m = 1{,}0$	ohne	3,60	3,67	3,70	3,77	3,85	3,96	4,14	4,32	4,56	4,05	5,23	5,71	6,3
	mit	5,45	5,47	8,60	5,91	5,78	5,9	6,15	6,42	6,6	7,26	7,6	8,49	9,26

Digitized by Google

Da jedoch die wirklichen Flächen, in denen dieser Reibungswiderstand zur Geltung kommt, nicht den Abscissendifferenzen entsprechen, so sollen die Horizontalfugen der Hintermauerung *ab* und *cd* auf den Widerstand, den sie in den Horizontalen leisten können, untersucht werden.

Das Flächenstück *abpq* stellt die auf der Fuge *ab* ruhende Last dar $= G$.

Die Reibung in der Fuge ist $\mu \cdot G$, der nothwendige Horizontalschub annähernd $= \frac{m}{2}(y^2 - y_0^2)$ Tonnen $= \frac{0{,}4}{2}(7{,}81^2 - 5{,}45^2)$. Ein Theil desselben wird durch den aufgebrachten Kieskörper ($m = 0{,}25$) mit $\frac{0{,}25}{2}(2{,}77^2 - 2{,}1^2)\,1{,}82$ t geleistet.

$$G \text{ ist appr.} = 2{,}9 \cdot 3{,}45 \cdot 1{,}85 \text{ (ruhende)} + 1{,}72 \cdot 3{,}45 \text{ (mobile Last)} = 24{,}7 \text{ t},$$

$$\frac{0{,}25}{2}(2{,}77^2 - 2{,}1^2)\,1{,}82 = 0{,}754$$

$$\frac{0{,}4}{2}(7{,}81^2 - 5{,}45^2) = 6{,}26 \text{ t},$$

wonach $\mu = \frac{6{,}26 - 0{,}754}{24{,}7} = \frac{5{,}502}{24{,}7} = 0{,}222$ wird.

Nimmt man das Gewölbe über *ab* unbelastet an, so wird $\mu = \frac{5{,}502}{18{,}5} = 0{,}298$, keinen Falls gröfser werden.

Für die Fuge *cd*, 6,2 m lang, mit $21{,}2 - 17{,}7 = 3{,}5$ m hohem Kiesbett belastet, wird

$$G \text{ ohne mobile Last} = 6{,}2 \cdot 3{,}6 \cdot 1{,}85 = 41{,}3,$$

$$G \text{ mit mobiler Last} = 41{,}3 + 1{,}72 \cdot 6{,}2 = 52{,}4,$$

$$\frac{m}{2}(y^2 - y_0^2) = \frac{0{,}4}{2}(9{,}2^2 - 5{,}45^2) = 12{,}48;$$

der Horizontalschub der Kiesmasse über *cd*

$$= \frac{0{,}25}{2}(3{,}6^2 - 2{,}3^2) \cdot 1{,}85 = 1{,}78,$$

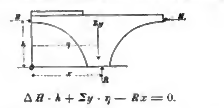
und wird darnach

$$\mu = \frac{12{,}48 - 1{,}78}{52{,}4} = 0{,}204 \text{ resp. } \frac{10{,}7}{41{,}3} = 0{,}26.$$

Die tiefer als *cd* liegenden Fugen kommen, weil dabei die Druckfestigkeit des Mauerwerks mit zur Geltung gelangt, nicht in Betracht.

Stabilität der Pfeiler. Der Pfeiler wird am meisten beansprucht, wenn der Bogen an einer Seite unbelastet, an der anderen belastet ist.

Der Angriffspunkt der Resultirenden ergiebt sich, wenn man 0 als Drehpunkt wählt aus der Momentengleichung



$$\Delta H \cdot h + \Sigma y \cdot \eta - Rx = 0.$$

Ermittelung von η. Von links nach rechts betragen die Gewichte und statischen Momente der einzelnen Lamellen:

	Gewicht	Hebelsarm	statisches Moment
belastet	2,72	¼	0,7
	5,49	1	5,5
	5,62	2	11,2
	5,97	3	17,9
	6,39	4	25,6
	6,99	5	35,0
	7,81	6	46,9
	8,78	7	61,5
	10,08	8	80,6
	11,72	9	105,5
	13,68	10	136,8
	16,43	11	180,7
	20,33	12	244,0
Pfeiler über $+9{,}24 - 5(8{,}56 \cdot 2{,}4 + 3{,}5 \cdot 1{,}85)$	$=135{,}1$	15	2027,0
unbelastet	18,5	18	333,0
	14,64	19	278
	11,92	20	238
	9,92	21	208
	8,29	22	182
	6,99	23	161
	6,02	24	144
	5,20	25	130
	4,60	26	120
	4,18	27	113
	3,82	28	107
	3,70	29	107
	1,83	29,72	54,4
	356,67		5154,3

$$\eta = \frac{5154{,}3}{356{,}67} = 14{,}43$$

$$\Delta H = (5{,}45 - 3{,}88)\,\varrho_0$$

$$\varrho_0 = \frac{a^2}{b} = 16{,}2$$

$$\Delta H \cdot h = 1{,}72 \cdot 16{,}2 \cdot 10{,}43 = 29$$

$$\Sigma y \cdot \eta = 356{,}28 \cdot 14{,}43 = 5154{,}3$$

$$R = \Sigma y = 356{,}27,$$

danach $x = \frac{29 \cdot 10{,}43 + 5154{,}3}{356{,}27} = 15{,}30$.

Für die Fuge $+ 4{,}82$ $B \cdot P$ wird

$$\Delta H \cdot h = 1{,}72 \cdot 16{,}2\,(10{,}43 + 9{,}24 - 4{,}82) = 430$$

Σy vermehrt sich um $(9{,}24 - 4{,}82)\,5 \cdot 2{,}4 = 53$ t, und wird

$$\Sigma y = 356{,}27 + 53 = 409{,}7,$$

das statische Moment um $53 \cdot 15 = 795$ t

$$x = \frac{430 + 5154{,}3 + 795}{409{,}7} = 15{,}57.$$

Bei diesen Angriffspunkten der Resultante gestaltet sich das Drucktrapez wie folgt:

$$a_1 = \frac{b}{3} \cdot \frac{y + 2y_1}{y + y_1} \qquad R = \frac{y + y_1}{2} b \qquad y + y_1 = \frac{2R}{b}$$

$$a_1 (y + y_1) = \frac{b}{3}(y + 2y_1)$$

$$a_1 \frac{2R}{b} = \frac{b}{3}(y + 2y_1)$$

$$y = a_1 \frac{6R}{b^2} - 2y_1 \qquad y + 2y_1 = \frac{a_1 6R}{b^2}$$

$$y_1 = \frac{2R}{b}\left(\frac{3a_1}{b} - 1\right)$$

$$y = \frac{2R}{b} - y_1.$$

Digitized by Google

Die Pfeilerbreite beträgt 5 m, bei $+ 9,_{94}$ wird also $a_1 = 17,_{15} - 15,_{30} = 2,_{20}$, und wird daher

$$k_{min} = y_1 = \frac{2 \cdot 356,_{67}}{5}\left(\frac{3 \cdot 2,_{20}}{5} - 1\right) = 47 \text{ t pro qm}$$

oder $4,_7$ k pro qcm.

$$k_{max} = \frac{2 \cdot 356,_{67}}{5} - 47 = 96 \text{ t pro qm oder } 9,_6 \text{ k pro qcm.}$$

In der Fuge bei $+ 4,_{82}$ sind die Vorköpfe bereits mit zum Tragen gekommen, und mufs daher statt des Meterstreifens der ganze Bogen von 8 m Breite berücksichtigt werden; für den nebenstehenden Querschnitt kann mit ziemlicher Genauigkeit ein Rechteck von der Länge $8 + 0,_6\, d = 8 + 2,_{16}$ oder $10,_{16}$ m eingesetzt werden.

Es würde dann der Meterstreifen des Querschnittes die Last von $\frac{8 \cdot 409,_{17}}{10,_{16}} = 309$ t zu tragen haben.

Es wird dann

$$a_1 = 17,_{15} - 15,_{57} = 1,_{93}$$

$$k_{min} = y_1 = \frac{2 \cdot 309}{5}\left(\frac{3 \cdot 1,_{93}}{5} - 1\right) = 19,_{8} \text{ t pro qm}$$

oder 2 kg pro qcm.

$$k_{max} = y = \frac{2 \cdot 309}{5} - 19,_8 = 104 \text{ t pro qm}$$

oder $10,_4$ kg pro qcm.

Die Schnitte bei $+ 2,_{25}$ und $+ 0$ *B P* bieten bedeutend gröfsere Flächen und erfordern keine specielle Untersuchung.

(Schlufs folgt.)

Der Amsterdamer Seecanal.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 43 und 44 im Atlas und auf Blatt J im Text.)

1. Einleitung und historische Entwickelung.

Die Idee, die schmale Landzunge, welche noch bis vor Kurzem den nördlichen Theil der Provinz Nordholland mit dem südlichen verband, zu durchstechen und so eine directe Verbindung des „das Y" genannten Meerbusens mit der Nordsee herzustellen, ist nicht neu. Schon zu jener Zeit, als Holland während seines 80jährigen Unabhängigkeitskampfes gegen die Spanier (1568—1648) einen in der Geschichte beispiellosen Aufschwung an Macht und Reichthum gewonnen hatte, derselben Zeit, welcher die bedeutendsten wasserbaulichen Anlagen jenes wunderbaren Landes entstammen, wurde auch die Frage der Durchstechung der Landzunge, von „Holland op syn smalst", in Anregung gebracht. Doch handelte es sich damals lediglich um eine Anlage in dem Interesse der Entwässerung des Landes. Die Forderungen der Schifffahrt, welche heutzutage das wesentlichste Moment für das Inslebentreten des grofsartigen Unternehmens gebildet haben, spielten in früheren Jahrhunderten dabei keine Rolle, weil der Zugang nach Amsterdam von Osten her durch die Zuidersee und das Y damals den Handelsschiffen genügende Tiefe bot, denn die zunehmende Aufschlickung des Bodens dieser Gewässer hat erst in neuerer Zeit der Schifffahrt, zumal bei den nach Einführung der Dampfkraft bedeutend vergröfserten Schiffsdimensionen, wesentliche Hindernisse bereitet.

Das Rheinland.

Um indessen einen klaren Einblick in die Entwässerungsverhältnisse zu gewähren, welche immerhin wesentlich mit bestimmend für die Gestalt des vorliegenden Werkes gewesen sind, dürfte es zweckmäfsig sein, eine kurze historische Entwickelung dieser Verhältnisse, wie sie sich besonders charakteristisch in dem „das Rheinland" genannten Deichverbande im Laufe der Zeit herausgebildet haben, vorauszuschicken.

Das Rheinland umfafst den zwischen den Städten Utrecht, Amsterdam, Leyden und Rotterdam gelegenen fruchtbarsten und bevölkertsten Strich Hollands in einer Gröfse von nahezu 80000 ha. Es besteht aus einer gröfseren Anzahl von Poldern, deren Oberfläche 2—5 m unter dem mittleren Wasserstande

Digitized by Google

der Nordsee liegt. Die das Land durchziehenden Hauptwasserläufe liegen mehrere Meter höher als das umliegende Land und sind beiderseits von Deichen eingeschlossen. Das Niederschlagswasser der Polder mufs also künstlich gehoben werden, um in diese Wasserläufe zu gelangen. Die letzteren bilden in ihrer Gesammtheit einen sogenannten Busen (boezem), d. h. eine Wasserfläche, welche dazu bestimmt ist, das gehobene (abgemahlene) Polderwasser aufzunehmen, und welche durch ein System von Entwässerungsschleusen gegen die offenen, der Ebbe und Fluth ausgesetzten Gewässer abgeschlossen ist. Dadurch, dafs ein solcher Busen nur bei Ebbe natürlich entwässern kann, gegen den Eintritt der Fluth aber durch Schleusen abgeschlossen ist, stellt sich in demselben ein bestimmter, nur nach der Menge des Zuflusses in den verschiedenen Jahreszeiten wechselnder, sonst aber ziemlich constanter Wasserspiegel her, welcher hauptsächlich von der Tiefe der Ebbe in demjenigen Gewässer abhängig ist, auf welches der Busen entwässert.

In den ältesten Zeiten nun wurde das Rheinland durch den dasselbe in der Mitte durchschneidenden Lauf des Rheins in 2 Hälften getheilt. Der Rhein mündete bei Katwyk in der Nähe von Leyden direct in die Nordsee und bildete ein offenes Gewässer, welches sowohl den von aufsen eindringenden Sturmfluthen, als auch den von oben herabkommenden Hochwassern des Flusses zugänglich war. Um den grofsen Gefahren, welche ein Zusammentreffen dieser beiden Ereignisse jedesmal mit sich brachte, zu begegnen, wurde der Rhein schon im frühen Mittelalter bei Wyk by Duurstede künstlich geschlossen und den Gewässern des Flusses ein neuer Weg nach der Maas hin angewiesen durch Ausbildung eines bis dahin unbedeutenden Flufsarmes, des Leck, zum Hauptstrome. Der Erfolg dieser Maafsregel wird zu Anfang den gehegten Erwartungen wohl entsprochen haben und würde auch für die Dauer segensreich gewirkt haben, wenn man sich hätte angelegen sein lassen, die untere Mündung des Rheins im Interesse der Entwässerung des Landes offen zu halten. Das geschah jedoch nicht, die Mündung versandete allmälig und der Wind legte eine breite Dünenkette darüber hinweg. Der Rhein war nun an beiden Enden abgeschlossen und bildete fortan einen Theil des Rheinlandbusens. Dieser aber war nun für seine Entwässerung lediglich auf die das Rheinland südlich und nördlich begrenzenden Wasserläufe angewiesen. Er entwässerte im Norden bei Spaarndam und Halfweg in das Y und im Süden bei Gouda in die holländische Yssel, welche in der Nähe von Rotterdam in die Maas mündet.

Wie nachtheilig dieser Zustand im Verhältnifs zu dem früheren war, erhellt aus einer Zusammenstellung der Ebbewasserstände der betreffenden Gewässer. Während in der Nordsee die gewöhnliche Höhe der Ebbe $-0{,}_{73}$ A. P.[1]) bei Katwyk beträgt, ist sie bei Gouda $-0{,}_{16}$ A.P. und war im Y bei Spaarndam und Halfweg vor der Abschliefsung desselben etwa eben so hoch. Die Aenderung des früheren Zustandes repräsentirte also schon unter gewöhnlichen Verhältnissen einen Gefälleverlust von $0{,}_{57}$ m für sämmtliches dem Rheinlande abzupumpendes Wasser. Dazu kommt, dafs durch besondere Naturereignisse, wie Hochwasser auf der Yssel oder ungünstige Winde auf der Zuidersee, welche das Zurückströmen der Ebbe im Y manchmal tagelang ganz verhindern, die Entwässerung zeitweise und besonders gerade in der wasserreichsten Jahreszeit völlig unterbrochen war. Die nachtheiligen Folgen davon machten sich dann auch im Laufe der Zeit sehr fühlbar, indem früher werthvolle Ländereien in grofser Anzahl der Ueberfluthung preisgegeben werden mufsten, weil der Ertrag derselben mit den darauf zu verwendenden Kosten für Unterhaltung der Deiche und Entwässerung nicht mehr in Einklang zu bringen war. Die Entstehungsgeschichte des Haarlemer Meeres giebt davon ein anschauliches Bild.

Im Jahre 1531 befanden sich an der Stelle des Haarlemer Meeres vier kleinere Gewässer von zusammen 5600 ha Gröfse. Im Jahre 1591 waren dieselben bereits durch Ueberfluthung der sie trennenden Ländereien zu einer Wasserfläche von 10570 ha verschmolzen. Die Gröfse des Haarlemer Meeres betrug dann im Jahre 1647 . . . 14450 ha

- -	1687 . . .	15410 -
- -	1740 . . .	16600 -
- -	1808 . . .	17775 -

zeigte also ein stetiges Wachsthum.

Diese Sachlage ist auch schon in früheren Jahrhunderten in Holland keineswegs unbeachtet geblieben, doch scheiterten alle Projecte, welche darauf abzielten, durch Wiedereröffnung der alten Rheinmündung dem Lande seine natürliche Entwässerung wiederzugeben, an der Aengstlichkeit derjenigen, welche mit der Durchstechung der schützenden Dünenkette schon das ganze Land den wüthenden Wogen der Nordsee preisgegeben sahen.

Um diesen Bedenken zu begegnen, kam man auf den Gedanken, die Durchstechung der Dünen weiter nördlich nach der Stelle der schmalen Landenge von Holland op syn smalst zu verlegen, wo die Dünenkette breiter und also die Gefahr einer Durchbrechung weniger zu befürchten war. Im Jahre 1634 beauftragte der Deichgraf und die „Hoogheemraden“[1]) von Rheinland ihren geschworenen Landmesser Jan Pieterszoon Douw mit der Ausarbeitung eines Projects zur Durchstechung der Landenge von Holland op syn smalst, nachdem derselbe schon einige Jahre zuvor die Nützlichkeit einer solchen Durchstechung und auch die Möglichkeit durch angestellte Nivellements nachgewiesen hatte.

Das von Douw aufgestellte Project bezweckte nicht nur, dem Rheinlande, sondern auch den nördlich von Y gelegenen Poldern Nordhollands die directe Entwässerung in die Nordsee

[1]) A. P. (het Amsterdamsche Peil) ist ein durch königl. Verordnung vom Jahre 1818 in Holland eingeführter Normalhorizont, welcher schon im Jahre 1812 durch ein Nivellementsnetz über das ganze Land ausgebreitet worden war. Die Höhe ist abgenommen von einem in die „Kolkswaterkeering“ zu Amsterdam eingemauerten Stein, welcher mit dem Nullpunkt des von „Stads waterkantoor“ schon seit Jahrhunderten regelmäfsig beobachteten Pegels in gleicher Höhe lag. Dieser Pegel selbst, welcher an einem hölzernen auf Pfählen in das Wasser hineingebauten Gebäude angebracht war, hat also nicht direct als Anhalt gedient. Das Mittelwasser im Y bei Amsterdam vor Abschliefsung desselben hatte die Höhe von — 0,144 A.P. (Die Holländer schreiben übrigens hierbei die Vorzeichen + und — hinter die Zahl, also „0,144 — A.P.“ und lesen „0,144 unter A.P.“)

[1]) Die Errichtung der „Hoogheemradschap Rynland“ datirt schon vor dem Jahre 1255. Das gegenwärtige Statut ist festgestellt durch königlichen Erlafs vom 6. Juli 1857.

Die Hoogheemradschaft besorgt die Unterhaltung einiger und die Aufsicht über alle Anlagen, welche zu dem allgemeinen „Waterstaat“ von Rheinland gehören, und hat auch eine Art von Oberaufsicht über die innere Verwaltung eines jeden in den Grenzen der Hoogheemradschaft gelegenen Polders.

Zu den Anlagen von Rheinlands allgemeinem Waterstaat gehören die Deiche und andere Schutzwerke, gleichgültig, durch wen dieselben unterhalten werden, die Dünen, welche auf Kosten desselben bepflanzt werden, der gemeinsame Busen, die Brücken und einzelne Wege.

Digitized by Google

wiederzugeben, welche die letzteren ebenfalls schon seit Jahrhunderten durch den künstlichen Schlufs der Dünen zwischen den Dörfern Camp und Petten verloren hatten. Zu diesem Zwecke schlofs er den projectirten Hauptcanal, welcher die Verbindung des Y mit der Nordsee herstellte, an jedem Ende durch eine Schleuse ab und führte die Entwässerung des Rheinlandes von Süden, die Entwässerung von Nordholland von Norden her als Zweigcanäle in die Haltung des Hauptcanals zwischen den Schleusen ein. Jeder dieser Zweigcanäle erhielt an seiner Mündung ebenfalls einen Abschlufs durch eine Schleuse. Mit Hilfe dieser Schleusen wäre es möglich gewesen, die Entwässerung beider Landestheile ganz unabhängig von einander zu reguliren, nebenbei aber hätte man den Vortheil erreicht, das Y besonders im Interesse der Stadt Amsterdam von den durch Nordoststürme erzeugten Hochfluthen entlasten zu können, und ferner den Vortheil, in trockener Jahreszeit Nordholland im Interesse der Landwirthschaft mit süfsem Wasser aus Rheinland versorgen zu können.[1])

Das Project von Douw ist damals nicht zur Ausführung gelangt, eben so wenig wie dasjenige seines berühmten Zeitgenofsen Leegwater zur Trockenlegung des Haarlemer Meeres (welches die Anlage von nicht weniger als 160 Windmühlen verlangte).

Im Laufe des vorigen Jahrhunderts sind dann die beiden sich einander gegenüberstehenden Projecte der Durchstechung der Dünen bei Katwyk und der Durchstechung von Holland op syn smalst der Gegenstand vielfacher Erörterungen gewesen. Für das erstere traten um die Mitte des vorigen Jahrhunderts die Ingenieure Bolstra (1744) und Lulofs ein, während Brunings in einer 1772 erschienenen (anonymen) Schrift wieder für das andere Project plaidirte, diesmal aber zugleich schon in Verbindung mit einer Abschliefsung des Y im Osten von Amsterdam, wodurch dasselbe in einen Vorbusen für Rheinland und Nordholland verwandelt werden sollte. Zur Ausführung kam jedoch keines von diesen Projecten.

Die Uebelstände der mangelhaften Entwässerung blieben bestehen, das Haarlemer Meer wuchs stetig an Gröfse, und mit ihm wuchs die Gefahr, mit welcher es bei heftigen Stürmen die umliegenden Deiche bedrohte. Erst zu Anfang dieses Jahrhunderts geschah der erste Schritt zur Abhilfe, indem die Durchstechung der Dünen bei Katwyk und damit die Wiederherstellung der alten Rheinmündung für die directe Entwässerung des Rheinlandes nach der Nordsee endlich zur Ausführung gelangte.[2])

Eine wesentliche Senkung des Wasserspiegels des Rheinlandbusens wird dadurch sicherlich erreicht worden sein. Jedoch war dieselbe nicht so bedeutend, dafs nicht daneben noch die früheren (natürlichen) Entwässerungen bei Spaarndam, Halfweg und Gonda in Thätigkeit blieben, wofür die Erklärung hauptsächlich darin zu suchen ist, dafs der Rhein einen verhältnifsmäfsig schmalen und langen Wasserlauf bildet, dafs sich daher zur Abführung gröfserer Wassermengen jedesmal noch ein gewisses Gefälle auf eine gröfsere Länge, im Ganzen also ein bedeutenderer Gefälleverlust herausstellen mufs, während bei Spaarndam und Halfweg das grofse Bassin des Haarlemer Meeres, welches ebenfalls einen Theil des Rheinlandbusens ausmachte, fast unmittelbar an das Y angrenzte und also schon ohne bedeutende Niveaudifferenzen grofse Wassermengen an das Y abzugeben im Stande war. Dieses Verhältnifs änderte sich jedoch auch durch die in den Jahren 1839 bis 1852 zur Ausführung gekommene Trockenlegung des Haarlemer Meeres, wodurch von der etwa 18000 ha grofsen Wasserfläche nur der Ringcanal als ein Theil des Rheinlandbusens übrig blieb. Die Gröfse des Busens verminderte sich dadurch von 22000 auf 4000 ha. Um die durch diese Verkleinerung des Busens für die Entwässerung entstehenden Nachtheile auszugleichen, entschlofs man sich zur Anlage von drei mächtigen Pumpwerken mit Dampfbetrieb (Stoomwatermolen) bei Halfweg, Spaarndam und Gonda,[2]) welche unabhängig von Ebbe und Fluth das Wasser jederzeit auszumahlen im Stande sind. Mit Hilfe derselben wird seitdem — bei einer durchschnittlichen Arbeitszeit von 4 Monaten im Jahre — der Wasserspiegel des Busens im Winter auf $-0,_{37}$ A. P., im Sommer auf $-0,_{57}$ A. P. gehalten, also stets noch bedeutend niedriger, als die gewöhnliche Ebbe in Y vor seiner Abdämmung gewesen ist.

Die Frage der zweckmäfsigsten Entwässerung des Rheinlandes war durch den Bau der Schleusen bei Katwyk der Hauptsache nach entschieden, und das Project der Durchgrabung von Holland op syn smalst schien damit definitiv ad acta gelegt. Dafs dasselbe im Interesse der Schifffahrt wenige Jahrzehnte später wieder aufgenommen werden könnte, erschien damals, obwohl die Frage der Verbesserung des Wasserweges nach Amsterdam schon anfing eine brennende zu werden, vollkommen undenkbar. Als König Wilhelm I. die Projecte für den — in den Jahren 1819 bis 1825 zur Ausführung gelangten — Nordholländischen Canal vorgelegt wurden, gerieth er auf die jedem Laien bei einem Blick auf die Karte wohl sehr naheliegende Frage, warum man nicht lieber, statt einen so langen Canal im trockenen Lande zu graben, das Y direct mit der Nordsee in Verbindung setzen wolle. Der Minister glaubte, diese Frage und das königliche „Canalproject" (der König hatte in der Karte an der betreffenden Stelle einen Bleistiftstrich gemacht) der Handelskammer von Amsterdam zur Begutachtung vorlegen zu müssen. Letztere jedoch überging die Frage mit Stillschweigen, als ob dieselbe nicht ernstlich gemeint sein könnte.

Der südwestlichste Theil der Zuidersee, vor der Mündung des Y, Pampus genannt, war durch Aufschlickung allmälig so flach geworden, dafs Amsterdam von der grofsen Seeschifffahrt ganz abgeschnitten zu werden drohte. Die durchgehende Tiefe in der Fahrrinne betrug schon damals nicht mehr als 3 m. Gröfsere Schiffe wurden durch sogenannte Kameele, d. h. grofse hölzerne Kasten von nebenstehender Form, welche zu beiden Seiten des Schiffes befestigt wur-

1) Näheres hierüber siehe Tydschrift van het koninglyk Institutes van Ingenieurs, Jahrg. 1872/73 S. 42, wo auch zwei von Douw selbst angefertigte Zeichnungen in Facsimile und der dazu gehörige Erläuterungsbericht mitgetheilt werden.

2) Eine specielle Beschreibung der daselbst gemachten baulichen Anlagen findet sich in Hagen Th. III, Seeufer und Hafenbau, Abschnitt II, §. 19 a

1) Die Maschinen zu Spaarndam haben 180 Pferdekräfte und treiben 10 Schöpfräder von zusammen $20,_{66}$ m Schaufelbreite und $5,_{20}$ m Durchmesser, von denen jedoch gewöhnlich nur sechs im Betrieb sind. Die Maschinen zu Halfweg haben 100 Pferdekräfte und 6 Schopfräder von zusammen 12 m Schaufelbreite und $6,_{60}$ m Durchmesser.

Digitized by Google

den und sich durch Leerpumpen mit dem Schiffe hoben, über die Untiefen gebracht. (Modelle von solchen Kameelen, wie sie in Amsterdam gebräuchlich waren, findet man noch in dem Marinemuseum im Haag.) Diese Beförderungsweise war jedoch sehr umständlich und zeitraubend und den modernen Anforderungen der Schifffahrt nicht mehr entsprechend. Deshalb entschlofs man sich zum Bau des grofsen nordholländischen Canals. Derselbe beginnt am Y gegenüber Amsterdam, durchschneidet die Halbinsel von Nordholland ihrer ganzen Länge nach und mündet bei Nieuwediep in die See, wo der starke aus- und eingehende Fluth- und Ebbestrom einen stets auch für die gröfsten Seeschiffe practicablen Zugang offen erhält. Dieser Canal, seiner Zeit ein vielgepriesenes Wunderwerk der Wasserbaukunst, sollte den gröfsten Seeschiffen die Möglichkeit gewähren, Amsterdam zu erreichen. Die Schleusen erhielten eine Weite von $15,_{8}$ m, eine Länge von $62,_{5}$ m und eine Drempeltiefe von 7 m. Der Canal erhielt im Wasserspiegel eine Breite von 40 m bei 10 m Sohlenbreite. Seine Tiefe sollte ursprünglich wie die der Schleusen auf 7 m gebracht werden. Letzteres ist jedoch nicht durchgeführt worden, der Canal hat nie mehr als $5,_{7}$ m durchgehende Tiefe erreicht.[1])

Da aber seit jener Zeit besonders mit zunehmender Verbreitung der Dampfkraft die Schiffsdimensionen stetig wuchsen, so stellte sich bald heraus, dafs die Dimensionen des Canals und der Schleusen, um dem beabsichtigten Zwecke zu genügen, wesentlich zu klein gegriffen waren. Gröfsere Dampfschiffe mufsten deshalb, wenn sie nach Amsterdam kommen wollten und überhaupt die Schleusen noch passiren konnten, einen Theil ihrer Ladung schon in Nieuwediep an Leichterfahrzeuge abgeben. Aufserdem verursachte das Durchfahren des 83 km langen Canals und das Passiren der vier in demselben befindlichen Schleusen schon an und für sich einen nicht unbedeutenden Zeitaufwand, welcher häufig durch ungünstigen Wind noch vermehrt wurde, der, besonders wenn er von der Seite kam, dem Schleppen grofser Schiffe auf dem engen Canale grofse Schwierigkeiten bereitete, so dafs viele und selbst gröfsere Schiffe den alten Weg durch die Zuidersee mit seinen Beschwerlichkeiten der langsamen und kostspieligen Passage durch den Canal vorzogen. Dazu kommt endlich noch, dafs der Canal im Winter mehrere Monate lang durch Eis geschlossen ist.

Alle diese Uebelstände, so sehr sie sich auch schon früher fühlbar gemacht hatten, fingen jedoch an, dem Handel von Amsterdam geradezu verhängnifsvoll zu werden, nachdem durch die bereits seit Jahrzehnten von Seiten Belgiens angestrebte und im Jahre 1863 auch endlich durchgesetzte Ablösung des Scheldezolls der von den Holländern Jahrhunderte lang systematisch unterdrückte Handel Antwerpens die letzte hemmende Fessel abgestreift hatte, und nun in der von Natur so viel günstiger gelegenen belgischen Handelsstadt den holländischen Plätzen ein übermächtiger Concurrent erwuchs. Die gewaltigen Anstrengungen, welche Rotterdam machte, um neben dem belgischen Nachbar seinen Platz zu behaupten, zwangen auch Amsterdam, wenn es nicht ganz aus der Reihe der Seehandelsplätze ersten Ranges verdrängt sein wollte, zu energischerem Vorgehen.

1) Näheres siehe: Hagen, Beschreibung neuerer Wasserbauten. Königsberg. 1826.

Die günstige geographische Lage Antwerpens an einem Strome, welcher es auch den gröfsten Seeschiffen jederzeit gestattet, bis zu diesem über 100 km von der offenen See entfernt liegenden Platze vorzudringen, hatte es schon im XV. Jahrhundert zu einem der ersten Seehandelsplätze der Welt gemacht. In den Zeiten seines gröfsten Glanzes, gegen Ende des Mittelalters, zählte Antwerpen mehr als 180000 Einwohner und übertraf an Lebhaftigkeit des Handelsverkehrs selbst Venedig. — Eine einzige Fluth brachte mitunter, wie damalige Schriftsteller berichten, 400 Schiffe in den Hafen, und man zählte deren bisweilen bis zu 2500 auf der Schelde vor der Stadt. Es war dies zu derselben Zeit, als die benachbarten flandrischen Städte, besonders Gent, Brügge und Ypern, durch die Blüthe ihrer Textilindustrie zu Macht und Reichthum gelangt waren und die ganze Welt mit den Erzeugnissen ihres Gewerbfleifses versorgten. Die Einwohnerzahl jeder der drei genannten Städte wird man zu jener Zeit wohl kaum geringer als auf 200000 Seelen anzunehmen haben.

Antwerpens Verfall begann mit dem Abfall der Niederlande von der spanischen Herrschaft 1568. Die Stadt selbst wurde bald wieder von den Spaniern zurückerobert und dann auch dauernd behauptet, die Scheldemündungen jedoch blieben im Besitz der Holländer, so dafs die Verbindung der Stadt mit der See unterbrochen war. Die Holländer unterdrückten nun den Handel Antwerpens während des 80jährigen Unabhängigkeitskampfes vollkommen, und dieses Verhältnifs wurde 1648 durch den westfälischen Frieden sanctionirt, welcher Antwerpen unter spanischer Herrschaft beliefs, die Schifffahrt auf der Schelde jedoch gänzlich verbot. Sämmtliche Schiffe, welche in die Schelde einliefen, mufsten seitdem auf holländischem Gebiete löschen, und der Weitertransport der Waaren nach dem Binnenlande wurde mit hohen Zöllen belastet. Dieser Zustand dauerte bis zum Jahre 1795, wo der Vertrag von Haag (10. Mai 1795) die Schifffahrt auf der Schelde wieder frei gab.

Die Blüthe Amsterdams begann mit dem Niedergange Antwerpens. Der Umfang, welchen die Stadt vor dem Jahre 1585 einnahm, läfst auf eine damalige Einwohnerzahl von höchstens 30000 Seelen schliefsen. Als die Stadt aber zu dieser Zeit auf commerciellem Gebiet die Erbschaft Antwerpens antrat, begann eine wahrhaft rapide Entwickelung, welche in den in kurzen Zwischenräumen vorgenommenen Stadterweiterungen ihren Ausdruck fand. Derartige Stadterweiterungen, jedesmal verbunden mit einem weiten Hinausschieben der Ringmauern, erfolgten in den Jahren 1585, 1593, 1612 und 1658. Der Flächenraum der Stadt wurde dabei jedesmal nahezu verdoppelt, so dafs sie nach der letzten Vergröfserung von 1658 beinahe schon die heutige Bewohnerzahl zu fassen im Stande gewesen ist, und die Bebauung erst in allerneuester Zeit die damals gesteckten Grenzen überschritten hat.

Die Entwickelung Amsterdams von einem unbedeutenden Landstädtchen zu einer der ersten Seehandelsstädte umfafst also nur einen Zeitraum von wenig mehr als 70 Jahren und noch dazu eine Zeit unausgesetzten Krieges. Schon aus diesem Umstande ist man berechtigt, den Schlufs zu ziehen, dafs es nicht die Eröffnung neuer Handelsbeziehungen, nicht die Entdeckung neuer Productionsquellen und neuer Absatzgebiete gewesen ist, welche Amsterdam grofs gemacht hat,

Digitized by Google

sondern dafs es lediglich die Erbschaft Antwerpens war, welche die Holländer durch Vernichtung des Handels jener Stadt an sich rissen.

Nach Beendigung des grofsen Unabhängigkeitskampfes gegen Spanien stand die Republik der vereinigten Niederlande unbestritten als eine Grofsmacht zur See da. So war es möglich, dafs die Holländer beim westfälischen Frieden die vollständige Sperrung der Schelde durchsetzen und auch anderthalb Jahrhunderte lang erst gegen Spanien, später gegen Oesterreich aufrecht erhalten konnten. Erst als die Stürme der französischen Revolution über diese Länder hinwegbrausten, wurden auch hier die Schranken gebrochen. Im Jahre 1794 fielen die österreichischen Niederlande, und mit ihnen Antwerpen, in die Gewalt französischer Heere und wurden der französischen Republik einverleibt. Wenige Monate später wurde auch in Holland mit Hilfe Frankreichs das alte Regiment gestürzt und die batavische Republik etablirt. Die Freigebung der Scheldeschifffahrt war nun gewissermaafsen selbstverständlich, und wurde auch durch den schon genannten Vertrag von Haag am 10. Mai 1795 sanctionirt. Damit trat Antwerpen, dessen Einwohnerzahl allmälig bis auf 40000 hinabgesunken war, nach zweihundertjähriger Pause wieder in die Reihe der Seehandelsplätze ein, und die Franzosen liefsen es sich angelegen sein, durch grofsartige Hafenanlagen den Handel der Stadt neu zu beleben. Doch war die Zeit der napoleonischen Kriege, die Zeit der Continentalsperre einer Entwickelung überseeischen Verkehrs so ungünstig als möglich.

Der Wiener Congrefs machte den unglücklichen Versuch, die seit Jahrhunderten getrennten, durch Sprache, Religion und Sitte, sowie durch widerstreitende wirthschaftliche Interessen sich fremd gegenüberstehenden Landestheile in einem Staatswesen zu vereinigen. Wie kläglich dieser Versuch ausfiel, wie bald das unnatürliche Band durch die belgische Revolution des Jahres 1830 zerrissen wurde, ist bekannt. Die Rivalität der holländischen Seestädte gegen das trotz absichtlicher Vernachlässigung seitens der niederländischen Regierung kräftig emporblühende Antwerpen trug dazu das Ihrige bei. Bei der Trennung blieben jedoch die Scheldemündungen wieder im Besitze der Holländer, und diese nahmen daraus das Recht für sich in Anspruch, den Handel Antwerpens mit einem hohen Durchgangszoll zu belasten. Jedes eingehende Schiff mufste ungefähr 2 ℳ pro Tonne, jedes ausgehende $0{,}_{80}$ ℳ pro Tonne bezahlen.

Durch das Gesetz vom 5. Juni 1839 übernahm nun zwar die belgische Regierung die Bezahlung dieser Abgaben auf ihr Conto, wodurch dem Handel Antwerpens schon eine wesentliche Erleichterung geschafft wurde, die vollständige Ablösung des Scheldezolles erfolgte aber erst durch den Vertrag vom 12. März 1863, wonach alle mit Antwerpen Handel treibenden Staaten eine der Bedeutung ihres Handels entsprechende Summe dazu beitragen mufsten. Dadurch wurde es der belgischen Regierung möglich, nun auch ihrerseits die von der Scheldeschifffahrt bis dahin erhobenen Abgaben fallen zu lassen, so dafs erst von diesem Zeitpunkt an eine wirklich freie Concurrenz Antwerpens mit den holländischen Häfen Platz greifen konnte.

So sehen wir, wie der Concurrenzkampf der niederländischen Seestädte, der Jahrhunderte lang lediglich auf politischem Gebiete geführt wurde, in der neuesten Zeit auf ein ganz anderes Gebiet hinübergespielt worden ist. Heute handelt es sich vorzugsweise darum, welchem von den drei concurrirenden Plätzen es gelingt, durch die besten und bequemsten Hafeneinrichtungen und durch die besten Verbindungen mit dem Binnenlande den internationalen Handelsverkehr an sich zu ziehen.

Commerciell stehen heute Belgien und Holland ihrem Hinterlande, Deutschland, als gleichwerthig und gleichberechtigt gegenüber. Der einzige Unterschied auf diesem Gebiete besteht darin, dafs den Producten der holländischen Colonien der Weg über Antwerpen unzugänglich bleiben dürfte. Aber Deutschland ist heute nicht mehr in dem Maafse auf Colonialwaaren holländischen Ursprungs angewiesen, wie dies in früheren Jahrhunderten der Fall war.

Geographisch hat Antwerpen Deutschland gegenüber deshalb eine günstigere Lage, weil es dem Süden Deutschlands näher liegt als die holländischen Häfen, der Norden Deutschlands aber, im Besitze eigener Häfen, die fremde Vermittelung ganz entbehren kann. Dagegen weist die grofse Wasserstrafse des Rheins direct nach Holland, ein Umstand, der weit mehr ins Gewicht fallen würde, als es in der That geschieht, wenn es den Holländern gelänge, die unteren Rheinarme in einen Zustand zu versetzen, welcher mindestens den bescheidenen Ansprüchen einer gröfseren Binnenschifffahrt genügt. Ob dies überhaupt gelingen wird, ist bis jetzt eine offene Frage, deren Bejahung jedoch, wenn man aus den grofsartigen in neuester Zeit in Angriff genommenen Canalprojecten einen Schlufs zu ziehen berechtigt ist, selbst an maafsgebender Stelle bezweifelt wird.

Im Hinblick auf die Interessen der Schifffahrt endlich ist Antwerpen den beiden holländischen Rivalen von vorn herein bedeutend überlegen gewesen, da die Natur ihm einen jederzeit für die gröfsten Schiffe passirbaren Zugang zur See gegeben hat und auch offen erhält, während sowohl in Amsterdam wie in Rotterdam die Herstellung des Seeweges in den letzten 15 Jahren schon colossale Opfer gekostet hat, ohne dafs man heute mit Sicherheit zu übersehen im Stande wäre, ob nicht die dauernde Unterhaltung dieser Anlagen verhältnifsmäfsig noch gröfsere Opfer erfordern wird.

Indessen machen alle drei Städte betreffs des Ausbaues ihrer inneren Hafen- und Eisenbahn-Anlagen die grofsartigsten Anstrengungen, und auch die Verbesserung der binnenländischen Eisenbahn- und Wasser-Verbindungen wird von allen Seiten mit Eifer betrieben. Wenn sich dabei für Amsterdam ein Rückgang der Handelsbewegung in den letzten Jahren herausgestellt hat, so wird, und wohl nicht mit Unrecht, einerseits auf die schlechten Zeitverhältnisse hingewiesen, andererseits aber auf den Umstand, dafs die Eröffnung des neuen Wasserweges vor noch nicht langer Zeit stattgefunden hat, und dafs grofse Erfolge sich erst allmälig herausstellen können. Dem gegenüber ist jedoch zu constatiren, dafs in Antwerpen die schlechten Zeitverhältnisse einen auch nur vorübergehenden Rückgang nicht zu erzeugen vermochten, und dafs Antwerpen sich rühmt, in dem letztverflossenen Jahre an Tonnengehalt der ein- und ausgelaufenen Schiffe selbst Hamburg überflügelt zu haben.

2. Entstehungsgeschichte des Canalprojectes.

Schon im Jahre 1852 war man in Amsterdam zu der Erkenntnifs gekommen, dafs für die Verbesserung des Zu-

Digitized by Google

ganges zur See etwas geschehen müsse, um der drohenden Concurrenz der beiden Nachbarstädte zu begegnen. Der Gemeinderath von Amsterdam ernannte eine Commission von 5 Mitgliedern zur Berathung der Angelegenheit, und diese Commission trat mit einem Project vor die Oeffentlichkeit, welches in den Grundzügen mit dem später zur Ausführung gelangten übereinstimmte. Nur in dem Punkte unterschied es sich wesentlich, dafs die Abschliefsung des Y im Osten von Amsterdam noch nicht in Betracht gezogen war. Diese Abschliefsung des Y war schon früher bei Gelegenheit des Baues des nordholländischen Canals Gegenstand lebhafter Erörterungen gewesen. Die Hollandsche Maatschappy van Wetenschappen hatte bereits im Jahre 1821 eine Preisfrage ausgeschrieben behufs eingehender Beleuchtung aller der Vortheile, welche eine Abschliefsung des Y im Osten von Amsterdam mit sich bringen würde. Unter den eingegangenen Arbeiten wurde die Schrift der Ingenieure Goudrian und Mentz mit dem Preise gekrönt; sie wirkte so überzeugend, dafs im Jahre 1828 mit der Bauausführung nach den Vorschlägen von Goudrian und Mentz wirklich begonnen wurde. Es erhob sich jedoch von allen Seiten ein so lebhafter Widerspruch dagegen, dafs das kaum begonnene Werk wieder unterbrochen wurde und liegen blieb. Dieser Mifserfolg scheint zu Anfang alle aufgestellten Nordseecanalprojecte beeinflufst zu haben. Auch das Project, mit welchem die englischen Ingenieure B. W. Croker und Charles Burn fast gleichzeitig mit dem oben genannten Projecte der Gemeindecommission von 1852 vor die Oeffentlichkeit traten, litt hierunter. Croker und Burn vertraten in Gemeinschaft mit einem Herrn J. C. Jäger die Idee, die Anlage zu dem gewinnreichen Unternehmen einer Actiengesellschaft zu machen, und bewarben sich um die Concession. Der damalige Minister Thorbecke sprach sich bei einer darauf bezüglichen Audienz nicht ungünstig über das Project aus. Doch hielt er es für nothwendig, bei der Vielseitigkeit der davon beberührten Interessen alle betheiligten Kreise zu hören. Es gaben nun im Laufe der nächsten 6 Jahre nicht weniger als 10 zu diesem Zweck berufene Commissionen, darunter 7 technische, ihr Gutachten ab. Die Stadt Amsterdam ihrerseits, welcher besonders die in Aussicht genommene Bauzeit von 15 Jahren zu lang erschien, schrieb im Jahre 1854 eine Concurrenz aus, in welcher sie einen Preis von 2000 Fl. für dasjenige Project eines Nordseecanals aussetzte, welches den gestellten Forderungen besonders in Betreff einer kürzeren Bauzeit am besten entspräche. Zehn Entwürfe waren das Ergebnifs dieser Concurrenz, von denen man jedoch keinen des Preises für würdig erachtete. — So wurde das Unternehmen nach allen Seiten hin eingehend erörtert. Aber es ging auch viel Zeit dabei verloren, und da man mittlerweile anfing, ungeduldig zu werden, und den König mit Adressen bestürmte, so wurde im Jahre 1859 ein „Raad van den Waterstaat“, bestehend aus 7 der hervorragendsten Ingenieure des Landes (Conrad, Storm Buysing, van Gendt, Beyerinck, Ortt van Schonauwen, Hayward und van Diesen) berufen, welcher auf Grund des angesammelten Materials ein Project ausarbeitete und die Ausführung desselben auf Kosten des Staates empfahl. Dieses Project wurde noch im Jahre 1859 durch die Minister van Tets und van Bosse den Kammern vorgelegt, kam jedoch nicht zur Erledigung. Die neuen Minister Heemstra und van Hall zogen im April 1860 den Entwurf zurück und legten im October desselben Jahres den Kammern einen neuen vor, der jedoch das Schicksal seines Vorgängers theilte und ebenfalls unerledigt blieb. Inzwischen hatte sich in Amsterdam in Folge des lebhaften Interesses, welches man der Sache allgemein entgegenbrachte, und in Folge der eingehenden Erörterungen, welchen das Project in Zeitschriften und Broschüren unterzogen wurde, die Ueberzeugung Bahn gebrochen, dafs die im Jahre 1828 gegen die Abschliefsung des Y vorgebrachten Bedenken unter den jetzigen Verhältnissen nicht mehr so schwerwiegend wären, um den vielfachen Vortheilen, welche eine solche Abschliefsung mit sich brächte, das Gegengewicht zu halten. Die Gemeindeverwaltung von Amsterdam trat demgemäfs im August 1861 mit der bestimmten Forderung auf Abschliefsung des Y hervor und erklärte, dafs sie keinem Projecte, welche diese Abschliefsung nicht enthielte, ihre Zustimmung geben könne. Auch die Handelskammer von Amsterdam (Kamer van koophandel en fabricken) erklärte, dafs die im Jahre 1828 von ihr gegen die Abschliefsung und Trockenlegung des Y geäufserten Bedenken bei der jetzt ganz veränderten Sachlage nicht mehr beständen. In Folge dessen reichte nun der frühere Bewerber um die Concession, Herr Jäger, im December 1861 ein neues, entsprechend umgearbeitetes Project ein, auf Grund dessen ihm, nachdem es in einigen Details Aenderungen erfahren hatte, durch das Gesetz vom 2. Januar 1862 die Concession ertheilt wurde.

Gegen die Abschliefsung des Y haben sich, wie es scheint, am längsten die auf dasselbe entwässernden Deichverbände und Polderverwaltungen gesträubt, und da sie ein Recht darauf hatten, auch die nur selten eintretenden aufsergewöhnlich niedrigen Wasserstände für ihre Entwässerung zu benutzen, ein Recht, welches nach holländischen Gesetzen nicht zwangsweise abgelöst werden konnte, so gaben sie trotz der enormen Vortheile, welche ihnen für die Sicherheit und Unterhaltung der Deiche aus der Abschliefsung erwachsen mufsten, nicht früher ihre Zustimmung, als bis ihnen für den neu zu bildenden Y-Busen ein Normalwasserstand zugesichert wurde, welcher beträchtlich unter das Niveau der gewöhnlichen Ebbe hinabging. So kam es, dafs der Normalwasserstand des abgeschlossenen Y auf $-0,_{50}$ A. P. normirt wurde, während die Höhe der gewöhnlichen Ebbe daselbst nur $-0,_{20}$ A. P. betragen hatte. Die Schwierigkeiten und Verwickelungen, welche hieraus erwuchsen, kommen weiterhin noch eingehender zur Besprechung.

Die behufs Uebernahme der Concession gebildete Actiengesellschaft „Amsterdamsche Kanaalmaatschappy“ wählte zum Ehrenpräsidenten den Prinzen von Oranien, zum Chef-Ingenieur den bekannten englischen Ingenieur Sir John Hawkshaw in London und zum bauleitenden Ober-Ingenieur (erstaanwesend Ingenieur) Herrn M. J. Dirks, Mitglied des Königlich Niederländischen Ingenieurcorps des Waterstaats. Unter dessen Oberleitung war mit der speciellen Bauleitung der Arbeiten im Osten von Amsterdam als Sectionsingenieur betraut Herr M. J. G. van Gendt und zu seiner Assistenz Herr M. C. J. van Doorn. Die Arbeiten im Westen von Amserdam leitete als Sectionsingenieur Herr M. K. van Ryn, welchem zu seiner Assistenz die Ingenieure W. van de Poll, P. Zillesen und J. Meyjes beigegeben waren.

Digitized by Google

Amsterdamer Seecanal

Die Durchstechung von „Holland op syn smalst."

Canalprofil im Durchstich bei Velsen.

I. Ursprüngliches Project. 1868.

II. Spätere Aenderungen.

A. Ausserhalb der Nordseeschleusen.

a. Uferbefestigung 1872.

b. Uferbefestigung 1873.

c. Uferbefestigung 1877.

Profilerweiterung von 1877.

B. Zwischen den Schleusen und der Strassenbrücke bei Velsen.

a. Ursprüngliches Project.

b. Uferbefestigung 1872.

c. Canalufer 1878.

Profilerweiterung von 1878.

Maafsstab 1:250. für die Profile.

Maafsstab 1:100. für die Details der Uferbefestigung.

Verlag v. Ernst & Korn in Berlin.

Digitized by Google


REESE LIBRARY
UNIVERSITY
CALIFORNIA.

Digitized by Google

Die Concession umfafst den Bau und Betrieb des Nordseecanals für einen Zeitraum von 99 Jahren, nach dessen Ablauf die gesammte Anlage in den Besitz des Staates übergeht. Jedoch behält sich der Staat das Recht vor, die Anlage schon nach Ablauf von 20 Jahren oder später zu erwerben, zu einem Preise, welcher jedesmal auf Grund der Betriebsergebnisse der letzten 7 Jahre festzustellen ist.

Die laut Concession auszuführenden Bauten sind folgende:

1) die Herstellung des Hauptcanals zur Verbindung von Amsterdam mit der Nordsee, nebst Anlage einer Anzahl von Zweigcanälen für Entwässerung und Binnenschifffahrt mit den für die Landcommunication erforderlichen Brücken und Fähren.

2) Anlage des Hafens an der Nordsee.

3) Abschlufsdamm des Y im Osten von Amsterdam bei Schellingwonde.

4) Erbauung zweier Schleusenanlagen zur Abschliefsung des Canals an den Enden.

5) Anlage eines Pumpwerks bei Schellingwonde zur Erhaltung des auf $- 0,_{50}$ A. P. festgesetzten Normalwasserstandes.

6) Einpolderung und Trockenlegung aller nicht für die Schifffahrt oder Entwässerung reservirten Wasserflächen des Y und Verwerthung des gewonnenen Landes zu Gunsten der Gesellschaft.

Das auf diese Bauten zu verwendende Anlagecapital war auf 27 Millionen Gulden (46 Millionen Mark) festgesetzt, wozu sowohl die Stadt Amsterdam als auch der Staat je 6 Mill. Fl. (10 Mill. ℳ) à fonds perdu hergab.

Die Bauzeit war ursprünglich bestimmt auf 8 Jahre, und wurde der Bau im März 1865 begonnen. Die Eröffnung des Canals für die Schifffahrt fand jedoch erst nach 12jähriger Bauzeit am 1. November 1876 statt, und auch zu dieser Zeit hatte der Canal und besonders der Hafen von Y muiden noch nicht durchweg die gehörige Tiefe erlangt. Selbst im Sommer 1878, als der Verfasser den Bau besichtigte, waren im Hafen noch so bedeutende Bodenmassen auszubaggern, dafs die programmgemäfse Fertigstellung erst für Ende 1879 in Aussicht genommen werden konnte.

Die Ausführung der Arbeiten wurde von der Canalgesellschaft in Generalentreprise vergeben an die englischen Unternehmer Henri Lee & Son in London. Die Details der Ausführung wurden zwischen der Gesellschaft und den Unternehmern vereinbart durch eine grofse Anzahl von Specialverträgen, welche jedesmal der Genehmigung des Ministers unterlagen.

3. Der Hauptcanal und die Seitencanäle.

Die ganze Länge des Canals vom Nordseestrande bis Amsterdam beträgt $23,_{7}$ km, davon entfallen $4,_{9}$ km auf Dünenterrain zwischen dem Strande und der Ortschaft Velsen, $1,_{9}$ km auf niedriges Land zwischen Velsen und dem Wykermeer, sowie bei Durchschneidung des Polders Buitenhuizen, der Rest von $16,_{9}$ km Länge liegt innerhalb der früheren Wasserflächen des Wykermeers und des westlichen Y. Der Canal beginnt am Seestrande bei Y muiden[1]) und läuft in seiner ersten Strecke auf 1206 m Länge nicht geradlinig, sondern in einer flachen Curve von 7250 m Radius. (Dieser Radius entspricht einem Bogen von 100 m Pfeilhöhe bei 2400 m Sehne.) Die Krümmung bewirkt, dafs die Canalaxe, welche in ihrer Hauptrichtung schon an und für sich nicht normal zur Strandlinie liegt, dieselbe in einem noch spitzeren Winkel schneidet. Man beabsichtigt dadurch, den Anprall der Wellen an die am östlichen Ende der Curve gelegenen Nordseeschleusen zu mildern.

Von den Schleusen bis Velsen durchschneidet der Canal das Dünenterrain in gerader Linie. Die Terrainhöhe liegt hier im Durchschnitt auf $+ 7,_{50}$ A. P., erhebt sich jedoch stellenweise bis + 11 A. P. Das niedrig gelegene Terrain östlich von Velsen bis zum Wykermeer hat eine Höhe von ungefähr $+ 0,_{30}$ A. P. Da bei einer Wassertiefe des Canals von $7,_{00}$ m die Sohle auf $- 7,_{50}$ A. P. zu liegen kam, so hatte der herzustellende Einschnitt westlich von Velsen auf die Länge von 4900 m eine mittlere Tiefe von 15 m. Oestlich von Velsen bis zum Wykermeer betrug die Tiefe des Einschnittes auf eine Länge von 1100 m durchschnittlich $7,_{80}$ m. Die aus dem Einschnitt zu fördernde Bodenmasse betrug laut Anschlag im Ganzen 4710000 cbm.

Auf Blatt J ist das Querprofil dargestellt, wie es zu Anfang für die Canalstrecke projectirt und auch zunächst ausgeführt worden war. Als der Canal danach aber mit Wasser gefüllt wurde, stellte es sich bald heraus, dafs das gewählte Profil in dem lockeren Dünensande mit seinen scharfen Kanten und steilen Böschungen besonders in der Höhe des Wellenschlages nicht haltbar war. Es wurde deshalb an Stelle der beiden Banketts von $2,_{50}$ m und $1,_{50}$ m Breite und des dazwischen liegenden Theils der Böschung ein einziges Bankett mit einer Neigung von 1 : 18 hergestellt. Aufserdem aber war eine künstliche Befestigung des Ufers erforderlich, besonders in dem aufserhalb der Schleusen gelegenen Theile, wo Ebbe und Fluth zwischen den Grenzen von $- 1,_{00}$ A. P. und $+ 3,_{40}$ A. P. wechselt. Die Befestigung erfolgte hier zu Anfang in der auf der Zeichnung dargestellten Art. Dieselbe erwies sich jedoch bald als unhaltbar, weil der Steinpackung am Fufse ein festes Auflager fehlte, so dafs sie leicht unterspült wurde. Man änderte also das System in der Weise, dafs der Fufs durch eine geschlossene Reihe creosotirter runder kieferner Pfähle von $2,_{50}$ m Länge und 18 cm Durchmesser, je fünf auf das laufende Meter, gestützt wurde. Jedoch auch dieses Mittel war nicht genügend, da die untere Sandböschung, welche zu steil war, nachgab. Man entschlofs sich deshalb schliefslich, da sich das Profil auch für die Schifffahrt als zu eng erwies, zu einer durchgehenden wesentlichen Verbreiterung in dieser Canalstrecke, wie sie in der Zeichnung dargestellt ist. Neuerdings ist darin noch eine Aenderung beabsichtigt, indem die Basaltbekleidung bis $+ 4,_{00}$ A. P. und die Kleibekleidung bis zur oberen Böschungskante heraufgeführt werden soll.

Innerhalb der Schleusen hielt man Anfangs die unter *B*, *b* dargestellte Befestigung des Böschungsfufses durch eine Bohlwand mit davorliegender Steinschüttung und Kleibinterfüllung für ausreichend. Runde eichene Pfähle von 2 m Länge und 13 cm Stärke wurden in 1 m Entfernung $1,_{25}$ m tief in den Boden eingeschlagen und dahinter 4 Bohlen von je 26 cm Breite und 7 cm Stärke befestigt. Die davor angebrachte Steinschüttung, aus Ziegelbrocken bestehend, hatte

1) Y muiden (Y-Mündung), ein in der Entstehung begriffener lebhaft aufblühender Hafenort in unmittelbarer Nähe der Nordseeschleusen, umfafst zur Zeit (1878) ungefähr 20 Häuser aufser den Verwaltungsgebäuden der Canalgesellschaft. Der erste Grundstein zu dem Orte wurde laut einer an einem der den Schleusen zunächst liegenden Häuser angebrachten Inschrift gelegt am 19. August 1875.

Digitized by Google

einen Rauminhalt von $0,_{8}$ cbm pro lfd. m. Eine ähnliche Befestigungsweise der Canalufer, jedoch ohne die davorliegende Steinschüttung, hat sich auf dem Nordholländischen Canal, auf welchem die Dampfschiffe ziemlich schnell fahren, trotz der geringen Breite des Canals schon seit langer Zeit gut bewährt. Die von den Schiffen daselbst erzeugten ca. $0,_{60}$ m hohen Wellen berühren keine geneigte Böschung, sondern laufen in ihrer ganzen Höhe an der verticalen Bohlenwand entlang. Hier in dem losen Dünensande erwies sich diese Art der Befestigung als vollkommen ungenügend, hauptsächlich aus dem Grunde, weil für die unteren Partieen des Profils die Böschung von 1 : 2 eine zu steile war. Durch Strömung und Wellenschlag, besonders aber durch den Andrang des aus dem seitlichen Dünenterrain zuströmenden Grundwassers in Bewegung gesetzt, rutschte der untere Theil der Böschung auf die Canalsohle hinab, das vor dem Bohlwerk befindliche Bankett verschwand mit der darauf liegenden Steinschüttung und das seiner Stütze beraubte Bohlwerk konnte nun dem Druck der darüber befindlichen häufig vom Wasser durchweichten Sandmassen nicht mehr widerstehen, oder die letzteren fanden auch unter demselben hindurch einen Ausweg. Im Sommer 1878 war noch ein Theil dieses Bohlwerks, wenn auch in sehr ruinenhaftem Zustande, vorhanden; doch war man damit beschäftigt, eine gründliche Abhilfe zu schaffen durch eine bedeutende Erweiterung des ganzen Profils auf dieser Canalstrecke, welche auch aus anderen Gründen für wünschenswerth erachtet wurde. Das neu gewählte Profil repräsentirt gegen das alte eine Vertiefung in der Sohle von $0,_{70}$ m, eine Verbreiterung von 8 m unterhalb A. P. und von 20 m oberhalb dieser Höhe. Das nasse Profil wird um 78 qm vergröfsert (von 287 auf 365 qm). Das frühere Bohlwerk wurde zur Stütze der oberen Böschung am Fufse derselben eingegraben, jedoch unter Verwendung von 4 m langen Pfählen. Das Quantum des dabei unter Wasser auszubaggernden Bodens beträgt 187000 cbm.

Ueber Wasser mufs ungefähr das Dreifache dieses Quantums beseitigt werden. Die letztere Arbeit geschieht jedoch auf Kosten der Staats-Eisenbahn (Staatsspoorwegen), welche den dabei gewonnenen Sand zur Herstellung des Planums für den neuen Centralbahnhof zu Amsterdam verwendet. Dieser Sand soll an Ort und Stelle trotz des über 20 km weiten Transports nicht wesentlich theurer zu stehen kommen, als wenn er von einer anderen Stelle her angefahren würde.

Für den Canal scheint eine definitive Abhilfe auch dadurch noch nicht geschaffen zu sein, wenigstens zeigten sich schon einige Wochen nach der Herstellung an einzelnen Punkten von neuem bedeutende Abrutschungen der unter Wasser befindlichen Böschung, so dafs das 8 m breite Bankett stellenweise bereits vollkommen verschwunden war und die Wellen wieder das blofsgelegte Bohlwerk bespülten. Eine derartige Eventualität scheint jedoch von vorn herein ins Auge gefafst worden zu sein, denn der §. 2 der Submissionsbedingungen besagt: „Die beiderseitigen Böschungen dürfen nirgends steiler sein als 2 : 1; übrigens so wie sie sich bilden sollten durch die Wirkung des Stromes und des Triebsandes.“ Das Auftreten des letzteren erklärt sich aus dem Umstande, dafs der Grundwasserspiegel im Dünenterrain (wie aus der in der Nähe befindlichen Anlage der Dünenwasserleitungen für Amsterdam klar ersichtlich ist) mehrere Meter höher liegt als der Canalwasserspiegel. Durch die Anlage des Canals wurde nun der Grundwasserspiegel an dieser Stelle gesenkt und ein ununterbrochenes Zuströmen des Grundwassers nach dem Canale hin erzeugt, welches die aus Dünensand bestehenden Canalwandungen in Triebsand verwandeln mufste.

Bemerkt mag hier noch werden, dafs der Canal an den Nordseeschleusen auf eine Strecke von 326 m Länge, in deren Mitte die Schleusen gelegen sind, eine Profilerweiterung auf $64,_{20}$ m Sohlenbreite (67 m in der früheren Sohlenhöhe von — $7,_{50}$ A. P.) zeigt. Der Uebergang aus diesem erweiterten Profil in das engere Normalprofil geschieht beiderseits in einer Länge von 40 m mittelst S-förmig gekrümmter Uferlinien. Diese Profilerweiterung dient als Hafen für die auf Durchschleusung wartenden Schiffe. Dagegen ist eine Verengung des gegenwärtig bestehenden Profils auf 85 m Länge bei der Eisenbahnbrücke in Velsen vorhanden, wo das alte Profil wegen der Brücke und weil das angrenzende Terrain sich im Besitze der Eisenbahn befindet, beibehalten werden mufste, und nur die Vertiefung auf — $8,_{20}$ A. P. vorgenommen werden konnte, so dafs die Sohlenbreite daselbst jetzt nur $24,_{20}$ m beträgt.

Für die zwischen der Strafsenbrücke von Velsen und dem Wykermeer gelegene Canalstrecke, welche im Kleiboden eingeschnitten ist, ist das alte Canalprofil mit den Uferbefestigungen von 1872 beibehalten worden.

Die Profile der im Wykermeer und im Y gelegenen Canalstrecken sind so, wie sie von vornherein projectirt waren und schon früher in dieser Zeitschrift (Jahrg. 1872) dargestellt sind, zur Ausführung gekommen. Das Profil des Hauptcanals hat 27 m Sohlenbreite bei einer Sohlentiefe von — $7,_{50}$ A. P. Die Böschungen gehen mit einer Neigung von 1 : 2 bis zum früheren Meeresgrunde herauf, welcher durchschnittlich in der Höhe von — $3,_{00}$ A. P. liegt. Derselbe bildet beiderseitig Banketts von etwa 30 m Breite, an welche sich die Canaldämme mit Böschungen von 1 : 4 und 5 m Kronenbreite anschliefsen. Die Dammkrone liegt an den Kanten auf + $1,_{00}$ A. P. und hat in der Mitte 15 cm Ueberhöhung.

Die Wasserspiegelbreite beträgt ungefähr 125 m, variirt aber je nach dem jeweiligen Querprofil des Meeresbodens um einige Meter, doch sind dabei die Seitendämme so angelegt, dafs sie in geraden Canalstrecken auch geradlinig und in Curven nach einer regelmäfsigen Curve verlaufen.

Die Seitencanäle dienen theils zur Entwässerung, theils für die Schifffahrt zur Verbindung der am früheren Ufer des Y gelegenen Ortschaften mit dem Hauptcanale.

Die Längen, Sohlenbreiten und Tiefen dieser Seitencanäle giebt die auf nächster Seite folgende Tabelle.

Mit Ausnahme der Unterschiede in Tiefe und Bodenbreite stimmen die Querprofile der Seitencanäle mit dem des Hauptcanals überein. Nur die beiderseitigen Banketts sind 10 m schmaler, also nur 20 m breit.

Die hier, wie auch im Hauptcanale, verhältnifsmäfsig grofse Breite der unter Wasser liegenden Banketts gewährt den Vortheil, die Seitendämme vor dem heftigen Angriff der durch die Dampfschiffe erzeugten Wellen zu schützen, hat jedoch hauptsächlich den Zweck, der Wasserfläche des abgeschlossenen Y-Busens die, für gute Functionirung der Ent-

Digitized by Google

Seitencanal.	Länge m	Sohlenbreite m	Tiefe unter A.P. (Wasserst. −0,50 A.P.)
A. Nach der Mündung des Aufsenhafens am Beverwyk	950	10	−2,50
B. Durch das Wykermeer nach Spaarndam	3900	22	−4,00
C. Durch das westliche Y (längs Buitenhuizen) nach Spaarndam	3700	25	−4,00
D. Nach Nauerna	1100	25	−4,00
E. Nach Westzaan	500	15	−3,00
F. Nach Halfweg	4950	24	−4,00
G. Vertiefung der Voorzaan	1100	30	−5,00
H. Nach den Mühlenschleusen vom Barndegat	1750	10	−2,25
I. Nach Oostzaan	3050	10	−3,00
Gesammtlänge der Seitencanäle im Westen von Amsterdam ungefähr	21000		
Dazu kommt noch im Osten von Amsterdam ein Seitencanal nach Nieuwendam	600	10	−3,50
während der Hauptcanal eine Länge hat von	23700		
Gesammtlänge aller Canäle	45300		

wässerung erforderliche Gröfse zu bewahren. Obwohl diese Gröfse jetzt ungefähr 1000 ha beträgt, hat man doch schon, wenn alle in den Y-Busen entwässernden Schöpfwerke in Thätigkeit waren, die Maschinen bei Schellingwoude aber nicht arbeiteten, ein Steigen des Wassers um mehrere Centimeter täglich beobachtet. Die Nachtheile einer Verkleinerung des Busens sind daraus leicht abzunehmen.

Die zur Herstellung des Profils im Hauptcanal und den Seitencanälen auszubaggernden Bodenmassen waren:

1) im Hauptcanal im Wykermeer . . 1 207000 cbm
2) im Durchstich von Buitenhuizen . 257000 -
3) im Hauptcanal im Y . . . . . 2 516000 -
4) in den Seitencanälen . . . . . 1 335000 -
zusammen 5 315000 cbm.

Fügt man hinzu die im Durchstich von Velsen zu bewegenden Bodenmassen mit 4 710000 cbm, so ergiebt sich eine Gesammtsumme der zu bewegenden Bodenmassen von 10 025000 cbm.

In Wirklichkeit ist jedoch in Folge der nachträglich angeordneten Profilerweiterungen etwa 1 Million cbm mehr bewegt worden. Dazu kommen aufserdem noch die im Nordseehafen auszubaggernden Bodenmassen, welche — auf 1 220000 cbm veranschlagt — bis zur völligen Fertigstellung des Hafens voraussichtlich weit mehr als das Doppelte dieses Quantums betragen haben werden. Doch davon später.

Ueber die Bauausführung des Amsterdamer Seecanals ist in der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1872, von Herrn Regierungs- und Baurath Wiebe, welcher den Canal im Sommer 1871 besuchte, ein sehr eingehender Bericht veröffentlicht worden. Dieser Bericht ist bei Weitem das Ausführlichste, was in der Fachliteratur über den interessanten Bau in die Oeffentlichkeit gekommen ist. Es genügt daher hier, in Bezug auf die Details der Bauausführung auf denselben zu verweisen.

Ein ganz besonderes Interesse erregen darin die Baggerapparate[1]) und Vorrichtungen zum Transport von Baggerboden in theilweise ganz neuen, anderswo noch nicht erprobten Constructionen. Vorzugsweise widmet Herr Wiebe einem Apparate besondere Beachtung und eingehendere Beschreibung, welcher damals ganz neu war, und sich für dortige Verhältnisse sehr gut zu bewähren schien, nämlich dem Apparate zur Fortbewegung des aufgebaggerten und verdünnten Schlicks in langen Röhrenleitungen mittelst Centrifugalpumpen. Dieser Apparat hat sich dort auch bei längerem Gebrauche gleichmäfsig gut bewährt und nur in sofern noch eine Vervollkommnung erfahren, als man die Röhrenleitung allmälig immer länger machte und doch durch stärkere Verdünnung des Baggermaterials und stärkere Pumpen den Apparat betriebsfähig zu erhalten im Stande war.

Eine eigenthümliche Anwendung hat dieser Apparat in neuester Zeit bei Aufhöhung der nordöstlich von Amsterdam gelegenen, der Amsterdamschen Canalgesellschaft gehörigen Flächen gefunden. Es handelte sich hier um die Unterbringung des bei Herrichtung der grofsartigen Quaianlagen und Hafenbassins im Osten der Stadt in grofser Menge ausgebaggerten Schlammes, für welchen ein anderweitiger passender Ablagerungsplatz in der Nähe nicht zu finden war. Die Baggerungen geschehen gröfstentheils auf Kosten des Staates, theilweise aber auch auf Kosten der Stadt Amsterdam. Die auszubaggernden Flächen befinden sich im östlichen Y auf der südlichen Seite, während die Ablagerungsplätze gerade gegenüber auf der nördlichen Seite des Y liegen. Der Boden wird zunächst auf gewöhnliche Weise mit Eimerbaggern in Prähme gebaggert und in diesen Prähmen nach der anderen Seite hinübertransportirt. Dort werden die Prähme an einer dazu reservirten Stelle einfach in das Wasser entleert. Ein hier stationirter, mit einer Kreiselpumpe versehener Eimerbagger baggert nun die Masse zum zweiten Mal auf und treibt sie nach gehöriger Verdünnung durch die hölzerne Röhrenleitung auf die zu erhöhenden Flächen. Durch das zweimalige Aufbaggern wird die Masse sehr fein zertheilt und stark verdünnt, so dafs sie mit Hilfe der Centrifugalpumpe schon durch Röhrenleitungen bis zu 600 m Länge getrieben werden konnte. Die starke Verdünnung gewährt aufserdem den Vortheil, dafs sich der Schlick nach Austritt aus der Röhrenleitung nahezu horizontal ablagert, so dafs eine Verlegung der Röhren nicht häufig stattzufinden braucht. Die Dämme, welche die zu erhöhenden Flächen einschliefsen und die Aufgabe haben, den flüssigen Schlamm, bis er durch Austrocknen eine gröfsere Consistenz erlangt, zusammenzuhalten, sind ihrem provisorischen Charakter gemäfs ganz schwach und niedrig angelegt und nur auf der Seite des offenen Wassers gegen den Wellenschlag durch Faschinen gedeckt. Die auf diese Weise gewonnenen Ländereien haben eine Gröfse von über 100 ha. Sie haben, da sie über dem Y-Wasserspiegel liegen und also keiner künstlichen Entwässerung bedürfen, einen viel höheren Werth, als die im westlichen Y durch Einpoiderung gewonnenen Flächen, und dieser Werth wird noch gesteigert durch die Nähe der Stadt und durch die für industrielle Anlagen überaus günstige Lage entlang eines schiffbaren Gewässers.

4. Der Nordsee-Hafen.

Die Aufgabe, an einer flachen sandigen Küste ohne jede Vorarbeit der Natur und ohne ihre Beihilfe einen

1) Denjenigen, welche sich für Baggerapparate speciell interessiren, wird die Mittheilung vielleicht nicht unwillkommen sein, dafs der dort erwähnte Eimerbagger von William Simons & Comp., London Works, Renfrew (Clyde) sich mit Zeichnungen veröffentlicht findet im Engineering 1866. II. pag. 39 u. 40.

Digitized by Google

für die gröfsten Schiffe zugänglichen Hafen zu schaffen, gehört zu den schwierigsten, die dem Ingenieur gestellt werden können. Mit welchem Glück dieselbe hier gelöst worden ist, mag unentschieden bleiben; doch habe ich mich bemüht, für die Beurtheilung der Frage in Nachstehendem einiges Material zusammenzustellen.

Die Schwierigkeiten der Aufgabe lagen hauptsächlich in folgenden beiden Punkten:

1) Wird sich die Hafenmündung bei dem starken an jener Stelle durch Ebbe und Fluth erzeugten Küstenstrom ohne natürliche und auch ohne die Möglichkeit einer künstlichen Spülung dauernd offen erhalten lassen? und 2) Welche Form und Construction war mit Rücksicht auf den absoluten Steinmangel des Landes und auf die Unmöglichkeit, wegen des dort sehr stark auftretenden Seewurms Holzconstructionen zu verwenden, den Molen zu geben, um ihnen gegen den an der offenen von keiner Seite durch vorspringende Landzungen geschützten Küste besonders heftigen Seegang die nöthige Widerstandsfähigkeit zu verleihen?

Die Entstehungsgeschichte des Hafenprojectes, so wie die allgemeine Anordnung und Motivirung sind in dem oben erwähnten Wiebe'schen Aufsatze mit hinreichender Ausführlichkeit auseinandergesetzt, und mag man von dort auch den Situationsplan der ganzen Anlage entnehmen. Im Allgemeinen ist die Ausführung nach diesem Projecte erfolgt, nur stellte sich nachträglich noch die Nothwendigkeit heraus, die Mündung des Canals in den Hafen, an der Stelle, wo sie den Strand durchschneidet, durch zwei flache Stirnmolen zu flankiren, welche bis zu dem Punkte hinausgeführt sind, wo die Canalsohle anfängt sich zu dem eigentlichen in elliptischer Form ausgebaggerten Hafenbassin zu erweitern. Der Zweck dieser Molen zweiter Ordnung, wenn man so sagen darf, ist, die Canalmündung vor der häufigen Versandung durch den im Innern des Hafenbassins noch immer ziemlich lebhaften Wellenschlag zu bewahren. Die Construction dieser buhnenartig aus Faschinen und Steinpackung hergestellten Bauwerke, deren Krone sich nicht über das gewöhnliche Hochwasser erhebt, bietet nichts besonders Bemerkenswerthes.

Die Querprofile der Hauptmolen sind bei Wiebe so dargestellt, wie sie ursprünglich projectirt waren, indem die Krone in vier verschiedenen Breiten von $6,_{10}$ m am Landende bis $8,_{20}$ m für die letzten 350 m zunahm. Die Höhe war an der Innenkante auf $+ 2,_{75}$ A.P., am Fufse der Brustwehr auf $+ 2,_{90}$ A.P., die Höhe der $1,_{20}$ m breiten Brustwehr auf $+ 3,_{65}$ A.P. festgesetzt. Die $11,_{10}$ m im Durchmesser haltenden runden Köpfe sollten noch 1 m höher heraufgeführt werden. Während der Ausführung zeigte sich jedoch schon, dafs man die Kraft der Wellen unterschätzt und die Dimensionen, besonders für den den schwereren Nordweststürmen ausgesetzten nördlichen Hafendamm, wesentlich zu gering bemessen hatte, indem während des Baues der fertige Theil des Dammes durch Stürme mehrfach stark beschädigt und die versetzten Betonblöcke auf lange Strecken hin aus ihrer Lage gerückt und im Verbande gelockert wurden. Man sah sich deshalb zu Aenderungen sowohl in den Dimensionen als auch in der Construction der Molenkörper genöthigt. Zunächst wurde die Brustwehr von $+ 3,_{65}$ m A. P. auf $+ 4,_{10}$ m erhöht. Dann wurde für die letzten 350 m des nördlichen Dammes die Kronenbreite von $8,_{20}$ auf $8,_{35}$ m vergröfsert und dafür die Breite des südlichen um 15 cm vermindert. Schliefslich, nachdem die Brustwehr mehrmals von den Wellen auf längere Strecken vollständig zerstört worden war, entschlofs man sich, das ganze Profil bis zu der beabsichtigten Höhe der Brustwehr hinauf, also bis $+ 4,_{10}$ A. P. voll auszumauern, die Brustwehr aber durch ein auf die Mitte gestelltes eisernes Geländer zu ersetzen. Von der Aufstellung dieses Geländers hat man später aber auch wieder Abstand genommen. Die ursprünglich beabsichtigte Einfassung der Ecken mit Werksteinen, wie es in Holland bei Schleusen- und Brückenbauten allgemein üblich ist, scheint hier auch nicht einmal versuchsweise zur Ausführung gekommen zu sein, da die Erfahrungen der ersten Baujahre schon zeigten, dafs die verhältnifsmäfsig geringen Dimensionen dieser Steine und ihre nicht homogene Verbindung mit den darunter liegenden Betonblöcken auch nicht die geringste Aussicht auf dauernde Haltbarkeit gewährten.

Die Zusammensetzung der Betonblöcke wurde zu Anfang dahin normirt, dafs das Mischungsverhältnifs für diejenigen Blöcke, welche die äufsere Bekleidung bildeten, 1 Maafstheil Cement, 4 Maafstheile Sand und 5 Maafstheile groben Kies betrug, während für die inneren Blöcke der Kies durch Ziegelbrocken und klein geschlagene Klinker ersetzt werden durfte. Der Cement bildet in dieser Zusammenstellung $^1/_{10}$ der Masse. In Anbetracht dessen jedoch, dafs zur Bereitung von 1 cbm Beton $1,_{35}$ cbm trockene lose Masse erforderlich war, ist das Quantum des verbrauchten Cementes nicht $^1/_{10}$, sondern $^1/_7$ bis $^1/_8$ (genau $1/7,_4$) des Rauminhalts der fertigen Betonblöcke. Als Sand wurde zu Anfang der an Ort und Stelle befindliche Dünensand benutzt. Diese Mischung erwies sich jedoch mit der Zeit als nicht haltbar genug. Vom Jahre 1873 an sind deshalb nur noch Blöcke von folgender Zusammensetzung verwendet worden: 1 Theil Cement, 3 Theile grober Flufssand und 5 Theile Kies, während die Verwendung von Seesand und von Ziegelbrocken ganz ausgeschlossen wurde. Man hat dabei besonders auf die Vermehrung des specifischen Gewichtes des Molenkörpers Bedacht genommen, da das Stabilitätsmoment der unter Wasser befindlichen Theile lediglich von der D i f f e r e n z zwischen dem Gewicht des Mauerwerks und dem des verdrängten Wassers abhängt. Das specifische Gewicht der Anfangs verwendeten Betonblöcke betrug für die aus Ziegelbrocken hergestellten Innenblöcke $1,_7$ bis $1,_8$, für die mit Verwendung von Kies hergestellten Verkleidungsblöcke ungefähr $2,_0$, nach der Mischung von 1873 jedoch $2,_{185}$. Aber auch die Festigkeit der Betonblöcke wuchs entsprechend dem vermehrten Cementzusatz ($^1/_9$ der ganzen Masse, gegen das frühere $^1/_{10}$).

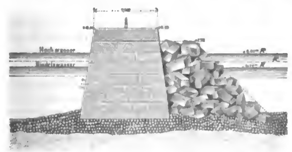
Auch auf die Verbindung der einzelnen Betonblöcke untereinander, soweit sie über Niedrigwasser zu liegen kamen, zwangen die trüben Erfahrungen der ersten Baujahre gröfsere Sorgfalt zu verwenden. Dieselbe geschah seit dem Jahre 1870 aufser einer sehr sorgfältigen Bettung in Cementmörtel durch eiserne Anker von 18 und in der obersten Lage von 25 qcm Querschnitt, welche mit Eichenholzkeilen festgekeilt und wie die Fugen zwischen den Blöcken sehr sorgfältig mit Cement vergossen wurden. Doch suchte man hauptsächlich durch die immer wachsende Gröfse und Schwere der verwendeten Betonblöcke die erforderliche Sicherheit zu gewinnen.

Digitized by Google

Für die in regelmäfsigem Verbande versetzten Betonblöcke des Molenkörpers war eine gleichmäfsige Höhe von 1,07 m ($3^1/_2$ Fufs englisch) festgesetzt, welche auch bis zuletzt beibehalten worden ist. In der Breite und Länge jedoch wuchsen die Dimensionen allmälig mit dem zunehmenden Bedürfnifs nach Verwendung gröfserer Blöcke. Die Breite der verwendeten Aufsenblöcke betrug in den ersten Baujahren 1,22 m (4 Fufs), die Längen zur Erzielung eines richtigen Verbandes 1,52 m (5 Fufs) und 2,74 m (9 Fufs englisch).

Während so bei Beginn des Baues im Jahre 1866 die durchschnittliche Gröfse der Aufsenblöcke nicht mehr als 2,4 cbm betrug, verwendete man im Jahre 1871 bereits Blöcke von durchschnittlich 3,1 cbm, und kam schliefslich gegen Ende des Baues dahin, fast nur noch Blöcke von 9 cbm Inhalt (20 Tonnen Gewicht) zu versetzen. Oberhalb der Höhe von + 2,50 A. P. fertigte man zuletzt den ganzen Molenkörper aus einem Gufs, indem man den frisch zubereiteten Beton an Ort und Stelle zwischen Holzwänden schüttete, welche die Form des Molenkörpers darstellten.

Alle die erwähnten Verbesserungen in der Construction, welche durch die bitteren Erfahrungen während des Baues theuer genug erkauft werden mufsten, genügten jedoch nicht, dem Werke eine, wenn auch nur begrenzte, Dauer zu geben. Jeder neue Sturm verursachte neuen Schaden, und da man schliefslich einsah, dafs die Actiengesellschaft, welche das Werk unternommen hatte, weder die Mittel besafs, um gründliche Abhilfe zu schaffen, noch im Stande sein würde, dauernd die kostspielige Unterhaltung des Werkes zu tragen, so legte sich der Staat ins Mittel, und es kamen auf seine Kosten in den Jahren 1875 bis 1877 die sogenannten



„Wellenbrecher" (golfbrekers) zur Ausführung. Man bezeichnet mit diesem Namen die riesigen Schüttungen von Betonblöcken, welche in der beigefügten Skizze im Profil dargestellt sind. Dieselben sind ausgeführt an der nördlichen Mole von Station 650 bis zum Kopfe, an der südlichen von Station 750 bis zum Kopfe und um beide Köpfe herum. Die Krone der Schüttung liegt auf + 2,50 A. P. und hat eine Breite von 4,57 m. Die Böschung ist 1 : 1. Die Schüttung besteht bis zur Höhe von A. P. aus Blöcken von 10000 kg Gewicht, oberhalb A. P. aber lediglich aus Blöcken von je 20000 kg. Es sind dabei im Ganzen verarbeitet worden:

a. 19500 cbm Betonblöcke von je 20000 kg Gewicht,
b. 80076 - - - - 10000 - -
c. 4462 - - - geringeren Dimensionen,
d. 11840 - Bruchstücke von Betonblöcken, welche früher schon einmal in den Molenkörpern verarbeitet, aber von Neuem zerschlagen und heruntergeworfen waren, wovon jedoch jedes Stück nicht weniger als 1 cbm Inhalt haben durfte.

Die letztgenannte Zahl giebt zugleich eine Vorstellung davon, welchen Umfang die Zerstörungen der Molenkörper durch Stürme vor Ausführung der Wellenbrecher gehabt haben müssen.

Aufser diesen Betonblöcken wurden auch noch 8600 cbm Basaltsteine am Fufse der Wellenbrecher entlang geschüttet.

Die für die Wellenbrecher aufgewendeten Kosten betragen im Ganzen etwa 6 Millionen Mark.

Nach Ausführung der Wellenbrecher sind keine wesentlichen Beschädigungen an den Molen mehr vorgekommen.

Ueber die Bauausführung der Molen selbst so wie über mehrere dabei vorgekommene Zwischenfälle finden sich in dem Wiebe'schen Bericht sehr interessante Einzelnheiten, welche ein lebhaftes Bild der Schwierigkeiten entrollen, mit denen der Bau zu kämpfen hatte. Eine der schwierigsten Aufgaben war, bei der gegen das Ende des Baues hin immer wachsenden Gröfse der verwendeten Betonblöcke die Construction entsprechend grofser Krahne zum Versetzen der Betonblöcke. Von einem dieser Krahne, welche den Namen „Titanen" erhalten haben, findet sich in dem Wiebe'schen Aufsatze eine Skizze. Derselbe erregte schon damals durch seine colossale Gröfse Aufsehen, er ist jedoch durch spätere Constructionen, welche demselben Zweck dienten, weit übertroffen worden.

Der gröfste dieser Titanen ist während der letzten Baujahre auf dem südlichen Hafendamme im Gebrauch gewesen, war dann aber schliefslich so baufällig geworden, dafs die Canalgesellschaft, welcher derselbe von den Bauunternehmern für die Unterhaltung zum Kauf angeboten wurde, auf diese Offerte nicht einging, sondern beschlofs, sich einen neuen zu bauen. Letzterer, zu dem bei der Besichtigung des Canals durch den Verfasser im Sommer 1878 das Project eben fertig gestellt war, ist auf Blatt 43 dargestellt.

Derselbe schliefst sich in der allgemeinen Anordnung wie auch in den Dimensionen dem vorher genannten vollkommen an, und hat nur in einzelnen Details Verbesserungen erfahren. Das auf 8 Rädern ruhende fahrbare Untergestell trägt in der Höhe von 5,550 m über den Schienen einen Laufkranz von 8 m Durchmesser für das drehbare Obergestell, welches aufserdem durch einen Drehzapfen in der Mitte gehalten wird. Das Obergestell besteht aus zwei durch Kreuzstreben gegen einander abgesteiften Böcken von 6,50 m Höhe, an welche vorn und hinten die beiden Ausleger mit eisernen Zugstangen aufgehängt sind. Der hintere Ausleger hat eine überstehende Länge von 9,25 m und trägt an seinem Ende ein Brettergehäuse, in welchem die Dampfmaschine zur Bedienung des Krahns aufgestellt ist, die zugleich zum Abbalanciren der am vorderen Ausleger hängenden Last dient.

Der vordere Ausleger hat 16,60 m freie Länge, wovon jedoch nur 15,50 m für das Ausbringen der Last nutzbar sind. Er besteht aus zwei durch die eisernen Zugstangen getragenen Streckbalken, welche ein Schienengeleis tragen. Auf diesem bewegt sich ein kleiner Wagen, an welchem die Betonblöcke aufgehängt werden. Da das Untergestell in seiner Mitte freien Raum hat für das Geleis, auf dem die Betonblöcke herangeschafft werden, so können diese unter dem Untergestell hindurch bis unter den Ausleger vorgeschoben werden, werden hier gehoben und vermittelst des

Digitized by Google

kleinen Wagens, welcher auf den Streckbalken des Auslegers läuft, hängend bis unter die Spitze des Auslegers gebracht, von wo sie herabgelassen werden.

Die vor- und rückläufige Bewegung des Wagens, sowie das Heben und Senken der Betonblöcke wird von der Maschine aus durch Ketten bewirkt.

Die Details des Wagens, sowie der dazu gehörigen Laufrollen sind auf Blatt 43 dargestellt, so dafs die Wirkungsweise des Bewegungsmechanismus daraus auch ohne nähere Beschreibung ersichtlich sein dürfte.

Auch die drehende Bewegung des Obergestells geschieht von der Maschine aus durch eine lange Welle, auf der ein konisches Zahnrad sitzt, welches in einem am Untergestell befestigten Zahnkranz von $4,_{50}$ m Radius und $9,_{42}$ m Bogenlänge eingreift. Hierin liegt eine der wesentlichsten Verbesserungen des neuen Projectes gegen den bisher im Gebrauch befindlichen Titan, bei dem die Drehung des Obergestells in ziemlich primitiver Weise durch eine Bockwinde bewirkt wurde, welche auf einer seitlich am Obergestell ausgebauten Plattform stand.

Die zu versetzenden Blöcke haben ein Gewicht von 20 t. Eine Dampfmaschine von 12 Pferdekraft besorgt das Aufziehen und Herunterlassen der Blöcke, das Vor- und Rückwärtsbewegen des Wagens und das Drehen des Obergestells. Sie wird sich in ihrer allgemeinen Anordnung derjenigen auf dem bisher benutzten Titan anschliefsen. Die letztere hat einen stehenden Kessel von 1 m Durchmesser und 2 m Höhe. Der Cylinderdurchmesser beträgt 17 cm. Die Kettentrommel, auf welche sich die Kette zum Heben der Betonblöcke aufwickelt, hat 30 cm Durchmesser und $1,_{50}$ m Länge. Die Kraftübertragung von der Triebachse auf die Kettentrommel geschieht entweder direct durch eine einfache Zahnradübersetzung von 1 : 5 oder durch ein einrückbares Vorgelege mit Uebersetzungen von 1 : 23, je nachdem die leere Kette oder die Kette mit Last zu heben ist. Die Bewegung des Wagens geschieht vermittelst einer Kettenscheibe, auf welche die Kraft von derselben Triebachse, ein- und ausrückbar, durch konische Räder übertragen wird. Die Kettenführung ist dabei aus der beistehenden Skizze ersichtlich.



Das Vorwärtsbewegen des ganzen Gerüstes auf der Mole geschieht mit Hilfe von Augenbolzen, welche in Abständen von je 30 m in die Molenkrone eingelassen sind.

In Betreff des Materials sei noch erwähnt, dafs das Holzgerüst aus amerikanischem Kiefernholz verfertigt wird, für den Balkenrost jedoch, auf welchem der Laufkranz für das Obergestell aufliegt, und die vier Hauptstiele des Obergestells soll Eichenholz verwendet werden.

(Schlufs folgt.)

Zusammenstellung der bemerkenswertheren Preufsischen Staatsbauten, welche im Laufe des Jahres 1879 in der Ausführung begriffen gewesen sind.

(Schlufs. Mit Zeichnungen auf Blatt 34 im Atlas.)

4. An der Elbe wurden im Laufe des Jahres 1879 folgende früher begonnene Arbeiten zu Ende geführt:

der Ausbau des linksseitigen concaven Ufers oberhalb Belgern, auf 56000 ℳ veranschlagt,

die auf 104500 ℳ veranschlagten Einschränkungswerke zwischen Clöden und Wartenberg zur Herstellung einer Normalbreite von 100 m,

die 6 Buhnen bei Raddeldaddel,

die Buhnen am Pareyer Ufer, unterhalb der Hämertener Brücke, bei Lühars, beim Sandauer Fährkrug, am Rennewerder, zwischen Cumlosen und der Garbe, zwischen Schnakenburg und der Garbe, endlich die Buhnenverlängerungen unterhalb des Mödlicher Werders.

Arbeiten, welche im Laufe des Jahres begonnen und vollendet wurden, sind:

die Buhnen und Grundschwellen zwischen den Kaitzschhäusern und Plotha, auf 11030 ℳ veranschlagt,

3 Buhnen an der Kehnert'schen Wiese im Baukreise Stendal, auf 7200 ℳ veranschlagt,

4 Buhnen oberhalb Neugoldbeck, auf 33400 ℳ veranschlagt, wovon 16300 ℳ erspart wurden,

2 Buhnen bei Lenzen, auf 4460 ℳ veranschlagt.

Neu begonnen wurden nachfolgende Regulirungsbauten:

die Correction von Belgern bis Pülswerda, 40 Buhnen und 98 Grundschwellen aus Steinschüttung, auf 79980 ℳ veranschlagt,

die Vervollständigung der Correction zwischen Gallin und Wittenberg, 52 Buhnen und 51 Grundschwellen, auf 67540 ℳ veranschlagt,

die auf 80860 ℳ veranschlagte Correction von Prettin bis Prieswitz, aus 51 Buhnen und 71 Grundschwellen bestehend,

die Normalisirung bei Aken, d. h. die Herstellung der zur gänzlichen Vollendung des Ausbaues einer bereits regulirten Strecke noch erforderlichen Werke, in diesem speciellen Fall: 7 Zwischenbuhnen, 3 Buhnenverlängerungen, 1 Deckwerk und mehrere Grundschwellen, auf 28300 ℳ veranschlagt,

die Normalisirung unterhalb Schönebeck, auf 108500 ℳ veranschlagt,

2 Deckwerke mit sehr breiten Hinterfüllungen (bis zu 65 m) bei Buckau, auf 139600 ℳ veranschlagt,

die Normalisirung unterhalb Nigripp, auf 56300 ℳ veranschlagt,

das Deckwerk und das für die Saalemündung bestimmte Separationswerk bei Gottesgnaden, auf 11300 ℳ veranschlagt,

die Normalisirungen in der Wasserbau-Inspection Stendal, auf 68250 + 27500 + 65640 + 74120 + 76920 + 119580 ℳ veranschlagt,

der auf 13250 ℳ veranschlagte Neubau eines Fährdammes bei Tangermünde,

die Verlängerung, bezw. der Neubau von 6 Buhnen bei Rühstedt und an der Scharpenlohe-Einlage, auf 35300 ℳ veranschlagt,

Digitized by Google

die auf 62600 M veranschlagte Normalisirung von Hinzdorf bis zum Wittenberger Hafen, 10 Zwischenbuhnen und 44 Grundschwellen,

die Grundschwellen bei Bamort und die Buhnen beim Lenzener Neuen Hause, auf 14600, bezw. 61400 M veranschlagt,

die 3 Buhnen zur Vollendung der Correction der Bohnenburger Bucht,

die Buhnen bei Hitzacker, Rassau, neben Tiesmesland und neben Drethem, neben Schutschur und von Kenau bis Viehle, endlich oberhalb Bleckede, meistens Zwischenbuhnen in bereits nahezu ausgebauten Strecken;

die Normalisirungen bei Artlenburg, am Avendorfer Zollwerder, bei Tesperhude und bei Elbstorf, endlich die Vervollständigung der Buhnensysteme von Elbstorf bis Drage und bei Lafsrönne.

An den übrigen bereits früher begonnenen Anlagen wurden die Arbeiten eifrig fortgesetzt.

An der Saale wurden die Regulirungsbauten bei Grochlitz, vom Grochlitzer Felsen bis Schöneburg, massive Buhnen, welche den Strom auf 45 bis 50 m Normalbreite einengen, bei Leifslingen und der Durchstich an der Teppnitz im Laufe des Jahres 1879 beendet,

die übrigen im vorjährigen Rapport erwähnten Bauten weitergeführt, und folgende neu begonnen:

die Anlage eines Durchstichs bei der Wörmlitzer Spitze, auf 68900 M veranschlagt und bis auf die Nachbaggerungen beendet,

die Parallel- und Deckwerke unterhalb Alsleben, auf 78000 M veranschlagt,

das Buhnensystem von Schöneburg bis zur Eulauer Eisenbahnbrücke auf 24000 M veranschlagt,

die Regulirung durch Buhnen und ein Parallelwerk unterhalb des Dürrenberger Wehres, auf 16000 M veranschlagt.

An der Unstrut wurde der Leinpfad von Nebra bis zur Saale-Mündung fertig gestellt; die auf 13000 M veranschlagten Deckwerke von Freyburg bis zur Mündung wurden begonnen und zum gröfsten Theil beendet.

An der Havel sind die Regulirungsbauten bei Pichelsdorf, Spandau, unterhalb Bahnitz und unterhalb Molkenberg, welche schon früher begonnen waren, sowie der im Laufe des Baujahres angefangene, auf 117000 M veranschlagte Durchstich bei Oranienburg zu Ende geführt.

Neu begonnen wurden die Regulirungsbauten bei Parey, Warnow und Havelberg, aus Einschränkungs- und Deckwerken sowie einem Durchstich (bei Warnow) bestehend, ferner der auf 285000 M veranschlagte Durchstich zwischen Spandau und Pichelsdorf und die anschliefsenden Einschränkungswerke.

An der Spree sind die beiden Durchstiche oberhalb der Frankfurter Rinne, sowie der Durchstich bei Rahnsdorf vollendet. Bei Kreuzchen und in der Priembucht wurden die beschädigten und gesunkenen Werke wieder hergestellt und gehoben. Die rechtsseitige Mole zur Sicherung der Einfahrt in den Dämeritzsee soll erhöht und verlängert, die unbequeme alte Fahrrinne unterhalb derselben soll durch einen Durchstich ersetzt werden. Die auf 65000 M veranschlagten Arbeiten wurden 1879 begonnen und werden voraussichtlich 1880 beendet werden. Zur Herstellung der Wassertiefe von $1{,}_{25}$ m bei N. W. wird die Strecke Dämeritzsee-Rahnsdorf auf 27 m eingeschränkt. Ferner soll der Katzengraben bei Cöpenick auf eine Sohlbreite von 35 m gebracht werden. Erstere Bauten sind auf 87000 M, die letztgenannten auf 105000 M veranschlagt. Beide wurden 1879 begonnen und dürften im Sommer 1880 beendet werden.

An der Schwinge wurden die im Vorjahre begonnenen, auf 381000 M veranschlagten Correctionsarbeiten zwischen Stade und Brunshausen bis auf einen Theil der Baggerarbeiten fertig gestellt.

An der Oste wurde die Leinpfadsanlage vom Oste-Hamme-Canal bis Bremervörde vollendet.

5. An der Weser wurden folgende in den Vorjahren in Angriff genommene Regulirungsbauten im Laufe des Jahres 1879 zu Ende geführt:

die Parallelwerke bei der Vlothoer Eisenbahnbrücke,

die Buhnenanlagen und Baggerungen am Kikenstein,

die Buhnen und das Parallelwerk an der Brücke bei Höxter,

die Schifffahrtsrinne bei Latferde,

die Correction in der Welljer Gosse.

Ferner wurden 21 Grundschwellen in der Gemarkung Ruhmbeck zur Unterstützung der umfassenden Baggerungen daselbst verlegt und mehrere Packwerksbuhnen zwischen dem Rekumer Siel und der Frühplate gebaut.

Neu begonnen wurden im Laufe des Jahres 1879:

die Regulirungsarbeiten im Reiherföhr, am Franzosenkopf und den Oedelsheimer Köpfen, auf 18000 M veranschlagt — durch die Regulirung sollen die im Thalweg vorhandenen Serpentinen beseitigt, die Tiefen auf den Köpfen von 52 und 66 cm auf 80 cm beim niedrigsten Wasserstande vermehrt und das Gefälle auf höchstens 1 : 1000 gebracht werden, was durch Parallelwerks- und Buhnenbauten aus Steinschüttung mit Kieskern und durch Baggerungen erreicht wird;

in ähnlicher Weise wurden die auf 10000 M veranschlagten Regulirungsbauten am Schuhkarrenwehr, Jacobswehr und Hahnenföhr eingeleitet;

die Buhnenanlagen von der Pranger Schlacht bis Wietersheim, auf 33000 M, im Petershagener Stau, auf 27000 M, bei Gernheim, auf 28000 M und unterhalb Höxter, auf 44000 M veranschlagt, wurden so weit gefördert, dafs ihrer Vollendung im Laufe des Jahres 1880 entgegenzusehen ist;

unterhalb Brevörde, im Amte Polle, sind die auf 27000 M veranschlagten Correctionsarbeiten, aus Baggerungen, welche das Material zur Schüttung eines Parallelwerks liefern, und Buhnen bestehend, in Angriff genommen;

bei Hameln wurden unterhalb der Schleuse Buhnen-, Grundschwellen- und Parallelwerksbauten, auf 37000 M veranschlagt, begonnen;

in der unteren Suderbucht (Amtes Nienburg) wurden 12 Grundschwellen aus Senkfaschinen zur Beseitigung der übermäsigen Tiefen, auf 12270 M veranschlagt, in Angriff genommen und gröfstentheils beendigt;

am Fockenufer und am Mädchenlande und bei der Drackenburger Fähre im Amte Nienburg wurden die auf 12400, bezw. 21385 M veranschlagten Correctionsbauten, Packwerk-Buhnen, welche die Flufsbreite auf 60 m einschränken und $1{,}_{25}$ m Minimalwassertiefe herbeiführen sollen, in Angriff genommen und nahezu vollendet;

Digitized by Google

im Baukreis Hoya wurden einige Buhnen bei der Amedorfer Schuie, auf 13700 *M*, und beim Dahlhauser Sielgraben, auf 10500 *M* veranschlagt, in Angriff genommen,

ebenso unter dem Badener Hochufer im Baukreise Verden auf 21450 *M*, in der Schliener Bucht auf 22350 *M*, und bei Dreye auf 10130 *M* veranschlagt.

6. Am Rhein wurden im Reg. Bez. Wiesbaden die Baggerarbeiten im Schiersteiner Hafen, in der Fahrrinne bei Rüdesheim und in der großen Giefs fortgesetzt.

Im Bezirk der Rheinstrombau-Verwaltung wurden vollendet:

die Regulirungsbauten an der Mündung des Lippeflusses bei Wesel, auf 75000 *M* veranschlagt,

ebenso die auf 40000 *M* veranschlagten Buhnen- und Parallelwerksbauten bei der Ausmündung des Fluren'schen Canals.

Aufser der Fortsetzung mehrerer im vorjährigen Rapport bereits erwähnten Bauten sind im Jahre 1879 folgende neu begonnene Arbeiten lebhaft gefördert worden:

die Verlängerung des Stromleitwerkes an der unteren Spitze der Herseler Insel, etwa 2000 m unterhalb der Siegmündung, wodurch der Zugang zum Seitenarm, an welchem das Dorf Hersel liegt, frei gehalten werden soll; das Separationswerk wird aus Senkfaschinen mit Abkrönung von Packwerk, auf welches eine abgepflasterte Kiesschüttung aufgebracht ist, hergestellt, der Kostenanschlag beträgt 36000 *M*;

theilweise in ähnlicher Construction, theilweise aus Steinschüttungen mit 1facher Anlage und zwischenliegendem Kieskern werden die auf 55000 *M* veranschlagten 9 Buhnen unterhalb Hittorf ausgeführt;

bei Orsoy wurde, um den allzu schroffen Uebergang des Stromstrichs, welcher eine starke Auskolkung vor den Köpfen der dicht oberhalb des dortigen Hafens liegenden Buhnen und mangelhafte Ausbildung der Verlandungen zwischen denselben zur Folge hatte, zu mäfsigen, die grofse Tiefe vor jenen Buhnen durch Grundschwellen aus Steinschüttung zu verbauen und die neue Stromrinne durch Baggerarbeit herzustellen begonnen. Die Anschlagssumme beträgt 200000 *M*;

ferner wurden die Sprengarbeiten zwischen Bingen und St. Goar fortgesetzt.

Am Main wurden die Baggerarbeiten in der Fahrrinne bei Frankfurt weitergeführt.

An der Lahn sind die im Vorjahre begonnenen Bauten vollendet, sowie die Leinpfadsregulirungen bei Selters und Dausenau, auf 12100, bezw. 15700 *M* veranschlagt, in Angriff genommen, die auf 14000 *M* veranschlagten Baggerarbeiten fortgesetzt worden.

An der Mosel wurden die Leinpfadsbauten an der Kyllmündung und bei Kówenick, die Regulirungsbauten bei Bellstein und die Leinpfadsbauten bei Dieblich vollendet oder doch nahezu fertig gestellt.

Neu begonnen wurden im Jahre 1879: die Erhöhung und Revêtirung des Mosel-Deckwerks und des Richtwerkes unterhalb der Fähre zu Zurlauben bei Trier, auf 15000 *M*;

die Erhöhung und theilweise Verlegung des Leinpfads bei Kesten, auf 24000 *M* und

die Anlage eines Sommerleinpfads bei Uerzig, auf 31000 *M* veranschlagt; ferner

die aus Buhnenbauten bestehende Regulirung oberhalb des Steffensführtchen im Baukreis Cochem, die Sommerleinpfadsbauten in der Aldegunder Fuhrt, oberhalb Senhals und über die Buhnen der Valwiger Fuhrt, auf 39000 *M*, bezw. 19000 *M* und 33300 *M* veranschlagt; endlich

die Erhöhung und Verlängerung des Parallelwerks im Reiherschufs, auf 12000 *M* veranschlagt, welche nahezu beendet ist.

An der Saar wurden die im vorjährigen Baurapport beschriebenen Regulirungsbauten in den Haltungen Wehrden und Bous beendet, in der Haltung Ensdorf und von Saargemünd bis zur Landesgrenze oberhalb Güdingen fortgesetzt.

An der Ruhr wurden die Uferbefestigungsarbeiten des rechtsseitigen Ufers gegenüber dem Kaiserhafen bei Ruhrort weitergeführt, ebenso die Umwallungsdämme am Ruhrcanal.

II. Canalbauten.

Die 1878 begonnenen Deckwerksbauten am linken Ufer des Seckenburger Canals wurden beendet und am rechten Ufer oberhalb der Abtrennung des Tawelle-Flusses, aus Faschinenpackwerk auf Sinkstücksunterlagen mit Steinbeschwerung und Steinpflaster, auf 14500 *M* veranschlagt, in Angriff genommen.

Am Bromberger Canal wurden die Baggerarbeiten in der Haltung zwischen den Schleusen No. 8 und 9, die Uferbefestigungen in der Scheitelstrecke, sowie die Uferbefestigungen, Dichtungsarbeiten und Regulirungen der Brabetreppe weitergeführt.

Die Schifffahrtsstrafse von Rheinsberg bis zum Paelitzsee, welche im Jahre 1877 begonnen wurde, ist im Laufe 1879 so weit fertig gestellt worden, dafs nur noch Baggerarbeiten und kleinere Buhnenbauten vorzunehmen blieben, deren Vollendung im Anfang 1880 zu erwarten stand. Die Schifffahrt ist bereits eröffnet. Der Canal besteht aus Durchstichen zwischen den in Verbindung zu bringenden Seeen. Die Sohlenbreite beträgt $10,_{50}$ m, die normale Tiefe $1,_{60}$ m. Am Kostenanschlag, der sich auf 900000 *M* belief, werden voraussichtlich 100000 *M* erspart.

Die Sohlenbreite des Oranienburger Canals soll auf $14,_{50}$ m, die Tiefe auf $1,_{50}$ m bei Niedrigwasser gebracht werden; die Böschungen erhalten 3fache Anlage und Deckwerke. Von den auf 150000 *M* veranschlagten Arbeiten wurde etwa $^1/_3$ vom 1. August 1879 ab beendet.

An dem Torf-Canal im Lütjenwestedter Moor in Holstein, der 6 m Sohlenbreite und 2 m Tiefe erhalten hat, wurden die Deiche infolge der Comprimirung des Untergrundes erhöht.

Die Torfcanäle in der Landdrostei Aurich wurden weitergebaut, und zwar der Hauptcanal im Nordgeorgsfehn bis zu 1250 m Länge, im Südgeorgsfehn um weitere 450 m, während die beiden Strecken Abelitz-Victorbuur-Tannenhausener Moor und Spetzerfehn-Vofsborg-Nordgeorgsfehn, deren Ausschachtung nur bis auf kleinere Tiefe, als ursprünglich beabsichtigt war ($1,_{70}$ m), vorgenommen werden soll, im Jahre 1879 nur in geringem Grade gefördert wurden.

III. Ufermauern, Bohlwerke.

In Neufahrwasser wurden die Trümmer der im November 1878 eingestürzten Quaimauer oberhalb des ersten Kochhauses am Hafencanal durch Sprengungen und Taucherarbeiten beseitigt, hierauf ein Fangedamm hergestellt, in dessen Schutz der Rest der alten Mauer abgebrochen

Digitized by Google

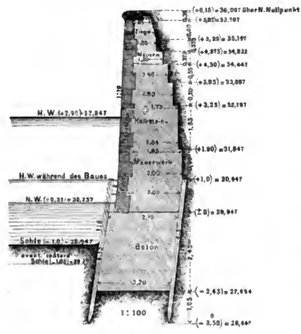
ward, ferner mit den Ramm- und Betonirungsarbeiten der neuen Anlage begonnen, deren Mauerwerk etwa zur Hälfte fertiggestellt wurde. Die Vollendung der auf 122000 ℳ veranschlagten Arbeiten ist im Laufe des Etatsjahres 1880/81 zu erwarten. Für die in den Jahren 1868 bis 1878 neuerbaute Quaimauer wurde nachträglich eine Verankerung durch eiserne Stabanker, welche in Entfernungen von 4 m angebracht und an je 2 mit Neigung von 1 : 4 eingerammten, 9 m hinter der Mauer stehenden Schrägpfählen befestigt sind, angeordnet. Die mit 121200 ℳ veranschlagten Arbeiten sind gröfstentheils beendet. Auch das zwischen der Ziegelmauer und dem alten Lootsenbootshafen befindliche Bruchsteinmauerstück mufste abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt werden. Die Arbeiten sind auf 196170 ℳ veranschlagt und im Laufe des Jahres 1879 begonnen worden.

Die Bohlwerksbauten im Hafen Colbergermünde wurden durch Inangriffnahme der auf 29800 ℳ veranschlagten Section IV fortgesetzt.

Am Ostufer der Swine zwischen dem Dockbassin und der Fähre in Swinemünde wurde ein auf 120000 ℳ veranschlagtes, 317 m langes Bohlwerk begonnen und zur Hälfte fertiggestellt. Dasselbe besteht aus einer Spundwand, deren Pfähle 9 m lang und 20 cm stark sind. Sie werden in M. W.-Höhe abgeschnitten und mit Gurtungshölzern versehen. Vor der Spundwand werden die Pfähle eingerammt, in Höhe von $1_{,50}$ m über M. W. verholmt und nach hinten durch Bohlen verkleidet. Ein System von kräftigen Ankern sichert das Bohlwerk gegen Ausweichen.

In Berlin wurde der im vorjährigen Rapport beschriebene Bau einer ca. 24 m langen Ufermauer unterhalb der Unterbaum-(Kronprinzen-) Brücke, sowie einer 110 m langen Ufermauer oberhalb dieser Brücke vollendet, letztere Strecke ist aufserdem noch um $32_{,60}$ m verlängert worden. In den nachstehenden Holzschnitten ist das Profil dieser Ufermauern, resp. an der Unterbaumbrücke und in der horizontalen Uferstrecke, dargestellt. — Die auf 64400 ℳ veranschlagte

Profil der Ufermauern auf der Spreestrecke Marschallbrücke - Unterbaumbrücke zu Berlin



an der Unterbaumbrücke.

in der horizontalen Uferstrecke.

Ufermauer an der Cantianstrafse wurde bis auf kleinere Nacharbeiten fertig gebaut. Sie ist 85 m lang, in Ziegelmauerwerk mit Sandsteinverblendung ausgeführt auf einem zwischen Spundwänden hergestellten Betonfundament. Die Ersparung beträgt ca. 15000 ℳ; das lfd. m kostet demnach rot. 580 ℳ.

In Tönning wurde eine Hafenmauer, auf 3 Pfahlreihen mit übergelegten Langschwellen, Querschwellen und Rostbohlen fundirt, in Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung bis auf die Hinterfüllung vollendet. Der Pfahlrost ist durch Erdanker befestigt.

V. Schleusen, Wehre.

Die Erhöhung der Deichkrone der Falkenauer und Marienwerdener Niederungen bedingte einen Umbau des im Jahre 1856 angelegten, zur Entwässerung der letzteren bestimmten Sieles in der zweiten Nogat-Coupirung, in Verstärkung und Erhöhung der Flügel- und Stirnmauern bestehend. Der Kostenanschlag beträgt 117500 ℳ. Die Arbeiten sind nahezu beendet.

Bei Klixmühle am Friedrich-Wilhelms-Canal wurde ein massives Ueberfallwehr, auf 15000 ℳ veranschlagt, zum Ersatz des alten baufälligen Gerinnes der Klixmühle neu gebaut. Dasselbe ist auf Beton fundirt, der Rücken mit Sandsteinwerkstücken, das Sturzbett mit Granit abgedeckt. Die lichte Weite beträgt 3 × $1_{,46}$ m, die Stauhöhe $3_{,55}$ m.

Der Neubau der auf 857100 ℳ veranschlagten Bürgerwerderschleuse in Breslau wurde beendet.

Bei der Eichhorster Schleuse und bei den Lieper Schleusen im Finowcanal wurden massive Freiarchen, auf 30000, bezw. 86000 ℳ veranschlagt, mit bedeutenden Ersparnissen zur Ausführung gebracht. An der erstgenannten

Digitized by Google

Stelle ist die Arche in Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung auf Pfahlrost erbaut; sie besitzt eine Schützöffnung mit Ober- und Unterschütz von $1,_{60}$ m lichter Weite. Die Freiarche an den Lieper Schleusen, in ähnlicher Weise construirt, weist dagegen 5 Schützöffnungen von zusammen $6,_{85}$ m Lichtweite auf.

Die Umbauten an der Pinnower Schleuse wurden beendet, an der Thiergarten- und Alt-Friesacker Schleuse vorbereitet.

Die Brieselang-Schleuse im Nieder-Neuendorfer Canal, einschiffig, in Holz construirt, erhielt neue Thore und an Stelle der alten Kammerwände 1 fach dossirte, 1 Stein starke Klinkerabpflasterungen in Cementmörtel. Statt der Fangedämme wurden amerikanische Böcke mit gutem Erfolg angewandt. An der auf 18500 ℳ veranschlagten Bausumme wurden rot. 7000 ℳ erspart.

Die auf 120000 ℳ veranschlagte Friedenthaler Schleuse wurde mit rot. 36000 ℳ Ersparnifs fertig gestellt. Sie ist einschiffig, 41 m in der Kammer lang, $5,_{40}$ m in den Häuptern breit und hat $0,_{70}$ m Gefälle. Die Kammerwände bestehen aus 1 Stein starkem, 1 fach abgeböschtem Klinkerpflaster, die Wendenischen und Drempel aus Granitquadern. Die Kammer hat am Sturzbett Dielung, sonst nur Versteifungsbalken. Die Thore haben Klappschützen. Fahrtiefe auf dem Unterdrempel = $1,_{75}$ m bei N. W.

Die Himmelpforter Schleuse zwischen Haus- und Stolp-See wurde für 28000 ℳ umgebaut. Der Oberdrempel wurde neu in Beton fundirt, sowie der gröfste Theil des in Holz construirten Oberbaues erneuert.

Bei Prieros wurde seitlich der alten Holzschleuse eine neue Schleuse mit massiven Häuptern auf Betonfundirung erbaut. Die Kammer ist durch verankerte 20 cm starke Spundwände begrenzt, welche in Höhe des N. W. gekappt sind und als Fufs eines Revêtements dienen. Die Thore haben Klappschützen. Nutzbare Länge der Kammer = 42 m, Thorweite = $5,_{34}$ m. Kostenanschlag = 120000 ℳ.

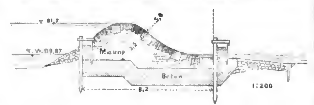
Die Reparatur der Freiarche in der Nieplitz bei Beelitz, auf 14200 ℳ veranschlagt, wurde zum gröfsten Theil fertiggestellt. Die Construction ist, der bereits vorhandenen analog, in Kiefernholz zur Ausführung gebracht.

Der Bau der Schiffsschleuse in der Werra bei Hann. Münden wurde fortgesetzt, ebenso der bereits im Vorjahre erwähnte Bau der Schleuse in der Saar bei Ensdorf, sowie des Nadelwehres daselbst. Die genannten Bauten sind bis auf kleinere Nacharbeiten beendet.

Bei Kalkofen wurde mit dem Neubau einer Wehr- und Schleusenanlage in der Lahn begonnen, von welcher der beistehende Holzschnitt die Situation darstellt. Die Schleuse erhält 45 m Kammerlänge, $5,_{60}$ m Breite in den



Häuptern, $3,_{10}$ m Gefälle bei Niedrigwasser und $1,_{50}$ m nutzbare Minimaltiefe. Sie wird massiv in Bruchsteinen mit Quaderverblendung hergestellt, die Sohle, auf festem Kies ruhend, ausgemauert. Das Wehr soll in einem Bogen von 75 m Radius angelegt werden. Die Begrenzung des Querprofils desselben besteht, wie der beistehende Durchschnitt



zeigt, aus einer Convexen von $2,_{80}$ m Radius, welche, flufsabwärts in eine Concave von $5,_{60}$ m Radius übergehend, am tiefsten Punkt $0,_{50}$ m unter N. W. in die Flufssohle ausläuft. Die Breite beträgt $8,_{80}$ m, die Höhe $1,_{88}$ m. Die Fundirung erfolgt auf Beton. Der Kostenanschlag der ganzen Anlage beträgt 445000 ℳ. Im Baujahre 1879 wurden die Erdarbeiten der Schleuse selbst und der Schleusencanäle in Angriff genommen; die Fundirung konnte jedoch nicht mehr begonnen werden.

Der Umbau des Ems-Wehres bei Hanekenfähr wurde durch Ausführung des $25,_{7}$ m langen Restes des Ueberfalles fertig gestellt. Auf Blatt 34 im Atlas ist die Anlage in ihren wichtigsten Theilen wiedergegeben. Von besonderem Interesse ist die Construction der Freifluth, welche nach dem Muster einer ähnlichen Anlage im Elbe-Umfluth-Canal bei Pretzin zur Ausführung gelangte. Sie besteht im Wesentlichen aus 2 Brücken, 11 Losständern, den Schützen und den Vorrichtungen zum Oeffnen und Schliefsen. Die beiden Brücken haben Blechträger als Tragwände, welche bei der ersten in 3 m, bei der zweiten in $1,_{50}$ m Abstand angeordnet sind, während zwischen beiden ein $0,_{87}$ m breiter Raum für die Handhabung der Schützen bleibt. Ein Schienengeleise ist derart gelegt, dafs auf jeder Brücke je eine Schiene neben diesem Zwischenraume herläuft, so dafs der auf diesem Geleise bewegliche Windewagen nach jeder beliebigen Stelle über dem Zwischenraum geführt werden kann. An dem vorderen Träger der hinteren Brücke, und zwar an der unteren Gurtung, hängen in je $1,_{05}$ m Abstand in gufseisernen Charnierlagern die 11 Losständer, ⟼förmig aus Walzeisen construirt und mit aufgenieteten Nuthen versehen. Die Schützen bestehen aus schmiedeeisernen Buckelplatten. Das Verfahren beim Oeffnen der Freifluth ist Folgendes: Der Windewagen wird auf dem Geleise über das zu öffnende Schützenfeld geführt. Hierauf werden durch Anziehen der an dem Grundschütz befestigten Kette entweder alle 3 Schützen gleichzeitig oder mittelst einer besonderen Anfzugvorrichtung jeder Schütz einzeln aufgezogen und auf die Consolen gestellt. Sodann wird durch Anziehen einer am unteren Ende des Losständers befestigten Kette, welche über 2 Leitrollen zum Windewagen läuft, der Losständer in die horizontale Lage

Digitized by Google

gebracht und in derselben befestigt. 4 Mann genügen, das Oeffnen oder Schliefsen in je $1\frac{1}{2}$ Stunden sicher zu bewirken.

VI. Brücken.

Am Binnenhafen zu Rügenwaldermünde wurde eine auf 45800 ℳ veranschlagte schmiedeeiserne Brücke mit massiven Landpfeilern zur Ausführung gebracht. Die Spannweite beträgt 36 m. Die Fahrbahn besteht aus 8 cm starkem Bohlenbelag auf secundären Längsträgern. Die Hauptträger haben Halbparabelform.

An der Netzebrücke bei Czarnikau wurde der eiserne Oberbau montirt. Doch konnte die Brücke dem Verkehr noch nicht übergeben werden, weil zur Gangbarmachung der Klappbrücke verschiedene Nacharbeiten erforderlich sind.

Die im Vorjahre begonnene schmiedeeiserne Brücke über den Obra-Canal bei Gryzyn wurde beendet. Sie hat 2 Oeffnungen à $20,_{85}$ m Lichtweite, eine $4,_{40}$ m breite Fahrbahn mit doppeltem Bohlenbelag und 2 je $0,_{80}$ m breite Fufsgängerwege. Die Hauptträger sind nach dem System Schwedler angeordnet. Der Unterbau ist massiv. Kostenanschlag 32300 ℳ.

Die Lutyniabrücke bei Pogorzelice, welche im Vorjahre begonnen war, wurde gleichfalls fertiggestellt.

Ueber den Boher wurde bei Christianstadt eine hölzerne Sprengwerksbrücke auf 7 Holzjochen und 2 massiven Landpfeilern für ca. 32000 ℳ ausgeführt. Die bei Neubrück angelegte, auf 50000 ℳ veranschlagte hölzerne Hängewerksbrücke ist gleichfalls beendet. Sie hat zwischen den Stirnmauern 236 m Länge und besteht aus 18 Oeffnungen von 11 bis 15 m Lichtweite, welche mit einfachen oder doppelten Hängeböcken überspannt sind.

Die Warthebrücke bei Cüstrin wurde am 3. November 1879 dem Verkehr übergeben. An der Oderbrücke daselbst wurden für sämmtliche Strompfeiler die Spundwände geschlagen, die beiden nach der Festung zu gelegenen Pfeiler bis H. W. aufgemauert, die beiden darauf folgenden betonirt und mit Fangedamm versehen, während die Fortsetzung der Fundirung durch Frost unterbrochen wurde. Der Massivbau für den Mastenkrahn ist beendet. Die Brücke erhält 6 Oeffnungen à 40 m Lichtweite, die durch schmiedeeiserne Halbparabelträger, welche auf massiven Pfeilern ruhen, überspannt werden. Die lichte Breite der Brücke beträgt 9 m; aufserdem sind noch 2 Fufsgängerwege à $1,_{75}$ m Breite auf Consolen angeordnet. Der Kostenanschlag beläuft sich incl. Rampenanlagen auf 1 046000 ℳ.

Bei Wendisch-Rietz im Baukreise Coepenik kam eine hölzerne Balkenbrücke von $10,_{60}$ m Lichtweite mit massiven Landpfeilern für 19500 ℳ zur Ausführung.

Der Erweiterungsbau der Gerinne an den ehemaligen Werder'schen Mühlen in Berlin zum Zwecke der Ableitung des bisher durch den Königsgraben geführten Theiles des Spree-Hochwassers, in Beseitigung der alten niedrigen Gewölbe und Ueberdeckung der Gerinne mit Blechträgern bestehend, wurde in der Hauptsache vollendet. Der Kostenanschlag beträgt 320000 ℳ.

Der Umbau der Elbebrücke bei Torgau wurde durch Herstellung der letzten Brückenöffnung beendet. Durch Abbruch von 4 Pfeilern sind 8 Oeffnungen von $19,_3$ bis 23 m Lichtweite auf 4 Oeffnungen von $41,_{80}$ bis 49 m Lichtweite reducirt worden. Die Ueberbrückung erfolgt durch schmiedeeiserne Balkenträger nach Schwedler'schem System. Interessant war die Montirung, welche bei 2 Oeffnungen auf den alten hölzernen Sprengwerken, bei den beiden anderen, weil deren Lage zu hoch war, auf einem besonderen Gerüst erfolgte. Hierdurch wurde der Bau einer provisorischen Brücke vermieden. An dem Kostenanschlage im Betrage von 358000 ℳ sind ca. 73000 ℳ erspart worden.

Bei Foldinghro in Schleswig wurde eine hölzerne Jochbrücke über die Königsau für 18000 ℳ ausgeführt.

Die massive Leinebrücke bei Friedland, deren Bau im Jahre 1872 auf Grund einer Einsprache der Kgl. Eisenbahn-Direction zu Frankfurt unterbrochen worden war, wurde im October 1879 nach verändertem Plane in Angriff genommen.

Die Fuldabrücke bei Hann. Münden wurde im Juni 1879 begonnen und ihr Unterbau gröfstentheils im Laufe des Baujahres beendet, auch ein Theil der Eisenconstruction bereits montirt. Sie erhält 7 Oeffnungen von $23,_{75}$ bis $27,_{10}$ m Lichtweite, massive Widerlager und Mittelpfeiler, sowie schmiedeeisernen Oberbau, dessen Hauptträger elastische Bogenfachwerke, je 6 für jede Oeffnung, sind. Der Kostenanschlag beträgt 400800 ℳ.

Im Hafen von Ruhrort wurden die neue Drehbrücke und eine Bahn-Unterführung mit eisernem Oberbau beendet, sowie der massive Unterbau der auf 14000 ℳ veranschlagten Wege-Unterführung am Ostende des künftigen Hafenbassins fertiggestellt, während der eiserne Oberbau erst im folgenden Jahr zur Montage gelangen wird.

VII. Dampfschiffe, Dampfbagger, Prähme und Fähranlagen.

Die Dampffähranlage bei Tönning, bereits im vorigen Jahre beschrieben, wurde fertiggestellt.

Für das Damfbugsirboot Severin wurde an Stelle der alten ausgelaufenen Niederdruckmaschine eine neue Maschine nach dem Compound-System und ein Hochdruckkessel, beides für 47000 ℳ beschafft.

Der Segelschooner Prinz-Adalbert erhielt eine Dampfmaschine und Schraube, um in Zukunft auch als Dampfer verwendet werden zu können. Der hierzu erforderliche Umbau kostet ca. 18000 ℳ.

Ein neuer Dampfbagger („Rügen") für die Kgl. Reg. zu Stralsund wurde im Juli 1879 von der Firma Schaubach u. Grämer in Coblenz für 48885 ℳ angeliefert.

VIII. Hochbauten.

a) Leuchtfeuer- und Signal-Anlagen.

Der auf 108000 ℳ veranschlagte Bau eines Leuchtfeuer-Etablissements zu Dameshövd im Reg. Bez. Schleswig ist nahezu fertiggestellt, der Apparat montirt.

Der Neubau einer Nebelsignal-Anlage neben dem Leuchtthurm Marienleuchte auf Fehmarn wurde beendet.

Auf der Insel Borkum wurde ein Leuchtthurm im Laufe des Jahres 1879 neu gebaut. Sein Fufs liegt $8,_{50}$ m über ord. Fluth, das Feuer 63 m über derselben. Der obere Durchmesser beträgt 6, der untere 13 m. Die Fundirung ist 3 m tief in Sandboden erfolgt. Kostenanschlag 274500 ℳ.

Bei Swinemünde wurde ein Lootsen-Wartthurm neu gebaut, massiv in Ziegelrohbau, in Form eines abgestumpften Kegels mit cylindrischem Unter- und Aufbau.

Digitized by Google

Durchmesser des Unterbaues 7 m, des oberen Aufbaues $5,_8$ m, Höhe des Thurms $20,_9$ m über Terrain. Die Wachtstube liegt mit dem Fufsboden $17,_3$ m über M. W. der Ostsee und ist mit einem Umgang versehen. An dem Kostenanschlag (23000 ℳ, pro qm bebaute Fläche rot. 520 ℳ) sind ca. 3000 ℳ erspart worden.

b) Amtsgebäude.

Das im vorjährigen Rapport bereits beschriebene Schifffahrts-Amtsgebäude zu Swinemünde wurde im Herbst 1879 vollendet und am 20. October bezogen.

c) Beamten-Wohngebäude.

Die im vorjährigen Rapport beschriebenen Gebäude:
für die Hafeninspection zu Pillau,
das Buschwärter-Etablissement Kanitzken,
das Schleusenwärter-Etablissement bei Ensdorf
wurden vollendet.

Neu begonnen wurden im Jahre 1879 folgende Anlagen:

Das Gebäude für die Wasser- und Canal-Inspection zu Bromberg. Der Neubau besteht aus einem zur Hälfte unterkellerten Erdgeschofs und einem Geschofs darüber, welches die Dienstwohnung enthält. Das Fundament besteht aus Bruchsteinen, das aufgehende Mauerwerk aus Ziegelsteinen. Der Kostenanschlag beträgt 37000 ℳ, d. i. 149 ℳ pro qm bebaute Grundfläche.

Das Dienstwohnhaus für 2 Unterbeamte an den Lieper Schleusen, für jeden derselben 1 Wohn-, 1 Schlafstube und 1 Expeditionszimmer, ferner Küche und Speisekammer enthaltend, wurde in Ziegelrohbau fertig gestellt. Von der Anschlagssumme, die 18000 ℳ betrug, werden voraussichtlich rot. 4500 ℳ erspart.

Das Schleusenmeister-Gebäude für die Bürgerwerderschleuse zu Breslau wurde im Mai 1879 begonnen und im November vollendet. Es besteht aus 2 einstöckigen Seitenflügeln und einem zweistöckigen Mittelbau in Ziegelrohbau und enthält 2 Dienstwohnungen mit je 5 Wohnräumen. Der Kostenanschlag beträgt 24900 ℳ, oder 123 ℳ pro qm bebauter Grundfläche.

Das Schleusenwärterhaus neben der Salzthorschleuse zu Stade, eine Dienstwohnung von 2 Stuben, 2 Kammern, Küche, Keller u. s. w., sowie eine kleine Stallanlage enthaltend und in Ziegelrohbau ausgeführt, wurde für ca. 10000 ℳ, pro qm bebauter Grundfläche rot. für 85 ℳ, fertiggestellt.

Das Buhnenmeister-Etablissement bei Dziergowitz, bestehend aus Wohnhaus und Stallgebäude, wurde im Juni 1879 angefangen, aber bis zum Ablauf des Baujahres noch nicht beendet. Der Kostenanschlag, 17300 ℳ betragend, wird nicht überschritten werden.

Mittheilungen aus Vereinen.

Architekten-Verein zu Berlin.

Preis-Aufgaben zum Schinkelfest am 13. März 1882.

A. Aus dem Gebiete des Hochbaues.

Entwurf zu einer Erweiterung der Museums-Anlagen auf der Spree-Insel in Berlin.

Auf der von der Berliner Stadt-Eisenbahn durchschnittenen Spree-Insel soll eine Erweiterung der Museumsanlagen in organischem Anschlufs an die bestehenden Monumentalbauten entworfen werden.

Es wird dabei, wie aus dem zugehörigen (in der Vereinsbibliothek zu entnehmenden) Situationsplane ersichtlich ist, vorausgesetzt, dafs das ganze Terrain zwischen der Spree und dem Kupfergraben nur mit den jetzt bestehenden Museen und dem Stadtbahn-Viaducte besetzt, im Uebrigen aber für Neubauanlagen zur freien Verfügung sei.

Für die vorliegende Aufgabe soll die Insel an der Nordwestspitze durch feste Brücken in den Richtungslinien *AB* und *BC* des Situationsplanes mit dem anliegenden Stadttheil verbunden werden. Die weitere Erschliefsung der Insel durch eine Verbindung im Zuge der Georgenstrafse ist damit nicht ausgeschlossen.

Die maafsgebenden Höhen sind im Situationsplane angegeben. Die Form und die Construction des Stadtbahn-Viaductes kann nach dem Ermessen der Bearbeiter abgeändert werden, jedoch unter Beibehaltung des Niveaus der Fahrbahn. Das verbleibende, nicht durch Bauwerk eingenommene Terrain ist durch Terrassen-, Hallen- und Gartenanlagen, welche zur Aufstellung von Bildwerken Gelegenheit geben, auszubilden.

Der geforderte Entwurf soll umfassen:

I. Ein Museum, bestimmt für Bildwerke „nachklassischer Kunst" und zugleich zur Aufnahme einer Gemäldegallerie.

Als Bauplatz für diese Anlage ist die durch die Stadtbahn abgeschnittene Nordwestspitze der Insel zu wählen.

II. Ein Museum für die Pergamenischen Funde und andere Kleinasiatische Originalsculpturen.

III. Ein Museum für Gipsabgüsse von antiken Bildwerken mit einem Centrum für die Funde aus Olympia, als Ergänzung und Erweiterung der gleichartigen Sammlungsräume im Neuen Museum. Diese Anlage ist in organischem Zusammenhange mit dem bestehenden Neuen Museum zu entwerfen.

IV. Ein Verwaltungsgebäude mit Dienstwohnungen für drei Directoren, welches entweder auf der Museums-Insel selbst oder in nächster Nähe an geeigneter Stelle unterzubringen ist.

Von diesen Gebäudecomplexen, welche sämmtlich mit einander durch bedeckte Räume zu verbinden sind, ist nur das ad I genannte Museum im Speciellen zu entwerfen; die

Digitized by Google

Bauwerke ad II, III und IV sind nur generell zu bearbeiten und zwar nach folgenden Gesichtspunkten.

Das unter II genannte Museum soll enthalten:

1) einen Hauptsaal für die Pergamenischen Funde, bei deren Aufstellung mehr decorative als historische Rücksichten gelten sollen.

Hier soll der Pergamenische Altar in einer gewissen Vollständigkeit wieder aufgebaut werden, namentlich die ganze Front mit der Treppe nach der Reconstruction (siehe Ergebnisse der Ausgrabungen zu Pergamon. Vorläufiger Bericht, Tafel II) etwa der Art, dafs drei Seiten frei stehen, während die vierte vor eine Wand gesetzt wird, so dafs über die Altartreppe hinweg ein wirklicher Zugang zu hinter und höher gelegenen Museumsräumen führt.

Die Maafse des Altars sind $34{,}_6$ m zu $37{,}_7$ m bei $9{,}_0$ m Höhe.

Auf der oberen Fläche des Altars soll der Telephosfries Platz finden. Die Wände des Gesammtraumes, in welchem volles Licht für die Gigantomachie Hauptbedingung ist, können zur Aufstellung anderer Pergamenischer Architekturstücke benutzt werden.

2) verschiedene Nebensäle in Verbindung mit dem ebengenannten Hauptraum, enthaltend eine nutzbare Grundfläche von womöglich 2000 qm einschliefslich gut zu beleuchtender Depôträume zur Unterbringung der unbedeutenderen oder doch nur für Specialstudien wichtigen Objecte, welche dem grofsen Publikum nicht zugänglich gemacht werden.

Einige kleinere Räume sind zur Aufstellung besonders hervorragender Kunstwerke, welche eine abgeschlossene ruhige Betrachtung verlangen, vorzusehen.

3) an Nebenräumen:
   - 1 Directorzimmer nebst Vorzimmer,
   - 2 Assistentenzimmer,
   - 1 Zeichenzimmer,
   - 1 Atelier zum Photographiren,
   - 1 Dienerzimmer,
   - eine Dienstwohnung für einen Castellan,
   - - - - - Portier,
   - - - - - Hausdiener,
   - - - - - Oberheizer,
   - einen geräumigen Packraum mit Aufzug und Waagevorrichtung,
   - Räume für Heizungen und Brennmaterialien, Garderoben und Closets.

Das unter III genannte Museum für Gipsabgüsse soll enthalten:

1) einen Hauptraum für die Bildwerke aus Olympia, in welchem die Aufstellung der Giebel in 2 Exemplaren, einmal hoch in ihrer Gesammterscheinung und einmal niedrig für Detailstudien, anzunehmen ist. (Für diese Abgüsse ist gegenwärtig im Campo santo eine Grundfläche von ca. 500 qm verwendet.)

Zu diesem Hauptsaal gehören Räume für die aus Olympia etwa zu erwartenden Originale, für Karten und Zeichnungen, sowie ein kleiner würdiger Raum zur Aufstellung des Hermes von Praxiteles.

2) einen zweiten Hauptraum für die Architektur, Giebelfelder, Fries und Metopen des Parthenon, für dessen Gröfsenbestimmung der fortlaufende Panathenäenfries maafsgebend sein soll.

3) im Anschlufs an diese beiden Haupträume: Säle für das Löwenthor zu Mykenae, die Lykischen Sculpturen und die Aegineten mit ihren Verwandten einerseits, für die Niobiden, die Hellenistische und die Römische Kunst andrerseits.

Für diese in historischer Folge anzuordnenden Sammlungen ist eine nutzbare Grundfläche von womöglich 6000 qm zu schaffen, einschliefslich der Depoträume zur Unterbringung der unbedeutenderen, dem grofsen Publikum nicht zugänglichen Objecte.

4) an Nebenräumen:
   - einen Hörsaal für Vorträge über antike Kunst für etwa 200 Zuhörer mit einem Nebenraum für den Vortragenden,
   - ein Arbeitszimmer für den Director mit Vorzimmer,
   - ein Assistentenzimmer,
   - ein Zeichenzimmer,
   - einen Raum für die Galleriediener,
   - eine Formerei, Werkstätten, Räume für Heizung und Brennmaterialien; aufserdem Garderoben und Closets.

Das unter IV genannte Verwaltungsgebäude soll enthalten:

1) für die Verwaltung
   - ein Conferenzzimmer mit Vorzimmer,
   - ein Zimmer für den Generaldirector mit Vorzimmer und Toilettenraum,
   - ein Zimmer für den Generalsecretair mit Vorzimmer,
   - zwei Zimmer für das technische Büreau,
   - einen Kassenraum mit Tresor,
   - eine Registratur,
   - ein Dienerzimmer.

2) Dienstwohnungen mit Gartenanlagen und Wirthschaftshöfen,
   - a) für den Generaldirector,
   - b) für zwei Directoren,
   - c) für einen Portier.

Das unter I genannte, auf der Nordwestspitze der Insel zu entwerfende und speciell zu bearbeitende Museum soll enthalten:

A. Sammlungsräume für Bildwerke der nachklassischen Kunst. (Es sollen hierunter verstanden werden Originale und Gipsabgüsse von Bildwerken aller Kunstperioden nach Constantin.)

Die Aufstellung derselben soll in gröfseren und kleineren Sälen, womöglich nach den einzelnen Epochen geordnet, erfolgen, und soll besonderes Gewicht darauf gelegt werden, dafs hervorragende Monumente, Hochgräber und Reiterstatuen bevorzugte Standorte erhalten.

Diese Sculpturensammlung soll mit Einschlufs der zugehörigen Nebenräume etwa drei Viertel der gesammten auf der Nordwestspitze der Insel bei monumentaler, zweckmäfsiger Bebauung überhaupt zu erreichenden nutzbaren Grundfläche in Anspruch nehmen, während für die unter B. zu beschreibende Gemäldegallerie nur etwa ein Viertel der verfügbaren Grundfläche zu verwenden ist.

Digitized by Google

2) an Nebenräumen:
ein Arbeitszimmer für den Director mit Vorzimmer,
ein Assistentenzimmer,
ein Dienerzimmer,
ein Restauratorenatelier,
reichliche Depôt- und Packräume mit Aufzug- und Waageverrichtung,
Räume für die Heizung und Brennmaterialien.

3) eine im Unterbau bezw. unter dem Stadtbahn-Viaduct anzulegende geräumige Formerei und Gipsgiefserei mit Verkaufshallen für Abgüsse.

B. eine Gemäldegallerie zur Erweiterung und Ergänzung der Nationalgallerie. Dieselbe soll enthalten eine Folge gröfserer und kleinerer Oberlichtsäle in Verbindung mit möglichst reflexfrei durch Seitenlicht beleuchteten Cabinetten.

2) Ausstellungs- und Sammlungsräume für moderne Kupferstiche, Handzeichnungen und Aquarelle.

3) an Nebenräumen:
einen Hörsaal für 200 Zuhörer mit Nebenräumen für den Vortragenden und einer kleinen Bibliothek,
1 Zimmer für den Director mit Vorzimmer,
1 Assistentenzimmer,
1 Restauratorenatelier,
1 Depôt für Staffeleien,
1 Tischlerwerkstätte,
1 Dienerzimmer,
reichliche Depôträume.

C. Dienstwohnungen: für einen Director,
- - Castellan,
ferner für einen Portier,
- - Hausdiener und
- - Oberheizer.

An Zeichnungen werden verlangt:
ein Situationsplan im Maafsstabe 1 : 1000,
ein Dispositionsplan der ganzen, die unter I, II, III und IV genannten Bauwerke umfassenden Anlage, darstellend den Hauptgrundrifs aller Baulichkeiten im Maafsstabe 1 : 500;
zur Darstellung des Specialprojectes für die Anlage I:
die erforderlichen Grundrisse im Maafsstabe 1 : 250,
- - Durchschnitte und Ansichten im Maafsstabe 1 : 125,
ein Detail der äufseren Architektur im Maafsstabe 1 : 75,
ein farbig behandelter Aufrifs eines der Haupt-Innenräume im Maafsstabe 1 : 75.
eine perspectivische Ansicht der Aufsenarchitektur.

Diesen Zeichnungen ist ein Erläuterungsbericht beizufügen.

Literatur:

Stüler, Das neue Museum.
Berlin und seine Bauten.
Die Ergebnisse der Ausgrabungen von Pergamon. Vorläufiger Bericht. 1880.
Die Ausgrabungen zu Olympia, herausgegeben von Curtins, Adler und Hirschfeld.
Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 14, 21, 29.
Deutsche Bauzeitung, Jahrg. 1870.

B. Aus dem Gebiete des Ingenieurwesens.

Entwurf zu einer Flufs-Canalisation.

Ein Flufs wird, wie in dem hierzu gehörigen (in der Vereinsbibliothek zu entnehmenden) Situationsplan dargestellt, durch eine Insel in zwei Arme gespalten. Der Hauptarm ist ebenso wie der obere ungetheilte Flufs gut schiffbar und besitzt bei regelmäfsiger Gestaltung seines Bettes eine Minimalwassertiefe von $1{,}_{75}$ m. Das rechte Ufer desselben ist uneingedeicht, das linke dagegen mit Hochwasserdeichen versehen, welche in Verbindung mit den rechtsseitigen Deichen des Nebenarms die Insel vor Hochfluthgefahren schützen sollen. Dieser Schutz ist indessen ein sehr zweifelhafter, insofern bei Eisgang in der Regel grofse Eismassen vom oberen Flufs in den, auch auf seinem linken Ufer eingedeichten Nebenarm dringen und hier bei der verwilderten Beschaffenheit desselben Eisstopfungen erzeugen, welche fast alljährlich ein Durchbrechen der Deiche befürchten lassen. Auf dem linken Ufer mündet ein, mit Rückstaudeichen eingefafster Bach in den oberen Lauf des Nebenarms, im unteren Lauf desselben aber ein Schifffahrtscanal, welcher jedoch bei der sehr mangelhaften Schiffbarkeit des Nebenarms oberhalb meist nur von dessen unterem Laufe aus für die Schifffahrt zugänglich ist.

Das Flufsthal wird von einer Eisenbahn gekreuzt, welche den Hauptarm durch eine massive Brücke mit eisernem Oberbau in 4 Oeffnungen von à 94 m lichter Weite, den Nebenarm aber durch eine ebenso construirte Brücke in 1 Oeffnung à 94 m überschreitet.

Die alljährlichen Eisgangsgefahren und die mangelhafte Schifffahrtsverbindung vom ungetheilten oberen Flufs nach den am Nebenarm belegenen Ortschaften und nach dem Schifffahrtscanal sollen durch Canalisirung des Nebenarms und durch eine derartige Sicherung desselben gegen den Eintritt von Hochwasser und Eisgang, dafs die linksseitigen Deiche des Nebenarms abgetragen werden können, beseitigt werden.

Die zu canalisirende Flufsstrecke soll eine Minimalwassertiefe von $1{,}_{75}$ m und unweit der Theilungsspitze der Flufsspaltung einen Holzhafen zum Umbinden von 50, vom oberen Flufs ankommenden Holzflöfsen von 12 m Breite und 90 m Länge in 200 Flöfse von 6 m Breite und 45 m Länge erhalten. Die umgebundenen Flöfse müssen die Schleusen der zu canalisirenden Strecke passiren können, und es entsprechen diese Dimensionen auch dem sonstigen Schiffsverkehr. Täglich passiren 10 umgebundene Flöfse und 30 Schiffe thalwärts die Schleusen. Bezüglich der Höhenlage der Terrains etc. und bezüglich der Wasserverhältnisse sind folgende Angaben dem Project der Canalisirung zu Grunde zu legen, und es beziehen sich die Maafse auf die Pegelstände des Flusses.

Die Niederungen liegen bei + 4 m, die Vorländer bei + 5 m, die Hochwasserdeiche bei + $7{,}_{70}$ m; der kleinste Wasserstand liegt bei + $0{,}_{90}$ m, der höchste, jedoch nur

Digitized by Google

einige Tage anhaltende Wasserstand bei + 7 m, die Schienenoberkante der Eisenbahn bei + $8_{,50}$ m.

Der ungetheilte Flufs führt oberhalb der Theilungsspitze beim kleinsten Wasserstand pro Secunde 172 cbm, beim höchsten schiffbaren Wasserstande von + $4_{,75}$ m a. P. = 1800 cbm, beim höchsten Wasserstande von + 7 m = 3600 cbm, und beim absoluten mittleren Wasserstande von + $2_{,40}$ m = 602 cbm Wasser ab. Von diesen Wassermassen gelangt zur Zeit etwa $^1/_6$ in den Nebenarm. Der in letzteren mündende Bach hat beim kleinsten Wasserstande von $0_{,90}$ m eine Wassermasse von $0_{,5}$ cbm, beim höchsten Wasserstande 7 cbm pro Secunde, wobei indessen nach durchgeführter Canalisirung eine Ueberfluthung der Niederung nicht eintritt.

Das absolute Gefälle des Hauptstromes von Kilom. 100 bis Kilom. 128 beträgt 3 m und ist dieses sowohl im Hauptarm als im Nebenarm annähernd gleichmäfsig vertheilt. Beide Arme führen Sand und feinen Kies, auch besteht der Untergrund des Flufsbetts und der Niederungen bis auf grofse Tiefe aus diesen Materialien, unter denen eine mächtige grobe Kiesschicht lagert.

Die aus den beiderseitigen Niederungen des Nebenarms einmündenden Entwässerungsgräben dürfen durch die Canalisirung in der Vorfluth nicht gehindert werden, und es darf endlich auch an der Eisenbahnbrücke über dem Hauptarm, welche zur Zeit die Hochwassermassen regelmäfsig ohne Stauerzeugung abführt, durch die, nach Ausführung des Projects bedingte gröfsere Wassermasse des Hauptarms kein Stau entstehen, so dafs zur Vermeidung desselben eine entsprechende Erweiterung des Durchflufsprofils erforderlich ist, deren Ausführung jedoch den Eisenbahnbetrieb nicht unterbrechen soll.

Es werden verlangt:

1. ein Situationsplan, aus dem die allgemeine Anordnung sämmtlicher Anlagen zu ersehen ist, im Maafsstabe 1 : 20000,
2. ein Längenprofil des canalisirten Nebenarms mit Darstellung der Höhenlage der Bauwerke etc. im Maafsstabe von 1 : 20000 für die Längen und von 1 : 20 für die Höhen,
3. die zum Abschlufs des Nebenarms und zur Durchführung der Canalisirung erforderlichen Bauwerke im Maafsstabe 1 : 100,
4. die generelle Darstellung der Brückenconstruction für das zu erweiternde Durchflufsprofil im Maafsstabe von 1 : 100,
5. ein Erläuterungsbericht mit eingehender Motivirung sämmtlicher Anlagen unter specieller Berücksichtigung der Wasserverhältnisse, sowie eine statische Berechnung der Hauptbauwerke, ausschliefslich des eisernen Oberbaues der Eisenbahnbrücke.

Alle hiesigen und auswärtigen Mitglieder des Architekten-Vereins werden eingeladen, sich an der Bearbeitung dieser Aufgaben zu betheiligen, und ersucht, die Arbeiten bis zum 20. December 1881, Abends 12 Uhr, in der Vereinsbibliothek, Wilhelmstrafse 92—93, abzuliefern. (Zeichnungen in Mappe, Erläuterungsbericht geheftet.) Später eingelieferte Arbeiten sind von der Concurrenz ausgeschlossen.

Die Entwürfe sind mit einem Motto zu bezeichnen und ein mit demselben Motto versehenes versiegeltes Couvert einzureichen, worin der Name des Verfassers und die pflichtmäfsige Versicherung desselben, dafs der Entwurf von ihm selbstständig und eigenhändig angefertigt sei, enthalten sind.

Die Königliche Technische Ober-Prüfungs-Commission hat es sich vorbehalten, auch diejenigen nicht prämiirten Arbeiten, welche der Architekten-Verein einer besonderen Berücksichtigung für werth erachtet, als Probe-Arbeiten für die Baumeister-Prüfung anzunehmen.

Die eingegangenen Entwürfe werden bis zum 10. Januar 1882 in der Bibliothek des Vereins für die Mitglieder, sowie vor dem Schinkelfest öffentlich ausgestellt. Die Verlesung der Referate der Beurtheilungs-Commissionen geschieht in der Hauptversammlung des März. Die Zuerkennung der Preise und die eventuelle Annahme der Arbeiten als Probe-Arbeit für die Baumeister-Prüfung wird am 13. März 1882 beim Schinkelfeste vom Vorstande des Vereins bekannt gemacht.

Die mit dem Staatspreise gekrönten Arbeiten bleiben Eigenthum des Vereins; derselbe hat das Recht, diese, sowie auch die mit Medaillen ausgezeichneten Entwürfe unter Nennung des Verfassers zu veröffentlichen.

Der Verfasser eines mit dem Staatspreise gekrönten Entwurfes ist verpflichtet, innerhalb zweier Jahre die Studienreise anzutreten, vor dem Antritte derselben dem Vorstande des Vereins hiervon und von der Reiseroute Mittheilung zu machen, und etwaige Aufträge des Vereins entgegenzunehmen, sowie einen generellen Reisebericht und Skizzen gleich nach der Rückkehr von der Reise dem Vereine vorzulegen.

Berlin, den 6. December 1880.

Der Vorstand des Architekten-Vereins.

Hobrecht, Vorsitzender.

Afsmann. Bluth. L. Hagen. Housselle. Kyllmann. Mellin. Quassowski. Schlichting. Streckert.

Literatur.

Ueber das günstigste Steigungsverhältnifs bei Gebirgsbahnen. Von C. Sauer, Ingenieur. Mit einer Tafel. Wien 1880.

Der Verfasser hat in seiner Eigenschaft als Maschinen-Ingenieur der Gotthardbahn eingehende Studien über Gebirgsbahnsysteme gemacht, welche er in der vorliegenden Schrift veröffentlicht. Der Gang der Untersuchungen und ihre Ergebnisse sind in Kurzem folgende. Es werden die Betriebskosten für die Hebung einer Tonne Bruttonutzlast auf 100 m Höhe bestimmt und dabei eine eingeleisige Bahn und die Beförderung von lauter Lastzügen vorausgesetzt. Die Betriebskosten für die verschiedenen Steigungsverhältnisse sind in die

Digitized by Google

Ausgabeposten für Zugförderung und Erhaltung der Bahnbetriebsmittel, für Bahnerhaltung incl. Bahnaufsicht, für Verkehrs- und commerciellen Dienst und für allgemeine Verwaltungsauslagen getrennt berechnet und als Functionen des Steigungsverhältnisses dargestellt. Dabei ist zunächst nur die Bergfahrt berücksichtigt, da dieser Verkehr für die Wahl des Steigungsverhältnisses hauptsächlich maafsgebend ist, und die Rechnung ist getrennt für die Verwendung von Tenderlocomotiven und von Locomotiven mit separatem Tender angestellt.

Für Adhäsionsbahnen, für welche man bisher 25‰ (1 : 40) Steigung als das zulässige Maximum angenommen hat, findet nun der Verfasser, dafs bei normalen Verhältnissen, d. h. wenn Lohnverhältnisse und Materialienpreise durchschnittliche sind, und bei Anwendung der Tenderlocomotive das in Betreff der Betriebskosten günstigste Steigungsverhältnifs für Gebirgsbahnen 37‰ (1 : 27) beträgt. Ganz abnormale Fälle für Bahnverhältnisse und Materialienpreise ausgenommen, werden Schwankungen dieser Verhältnisse bis zu 25 % auf- oder abwärts ohne wesentlichen Einflufs auf das obige Ergebnifs sein. Dagegen ist die Verkehrsmenge von gröfserem Einflufs. Bei der bisherigen Untersuchung war eine Verkehrsmenge von 1 Million Tonnen Nutzlast per Jahr, also eine gut frequentirte Bahn, vorausgesetzt. Werden aber Extreme, nämlich Verkehrsmengen von $1,_5$ Million Tonnen und andererseits von nur $0,_5$ Million Tonnen Brutto-Nutzlast in Rechnung gestellt, so ergiebt sich als günstigstes Steigungsverhältnifs für Gebirgsbahnen in einer Hauptverkehrsrichtung ca. 35‰ (1 : $28,_5$) und für solche von untergeordnetem Range ca. 45‰ (1 : $22,_2$). Bei Anwendung der Locomotive mit separatem Tender stellt sich das in Betreff der Betriebskosten günstigste Steigungsverhältnifs unter normalem Verhältnifs auf 30‰ (1 : $33,_3$) bei 1 Million Tonnen Bruttonutzlast, auf 28‰ (1 : 36) bei $1,_5$ Million und auf 36‰ (1 : $27,_7$) bei $0,_5$ Million Tonnen Bruttonutzlast pro Jahr.

Ebenso werden für Zahnstangenbahnen mit einer Zugbelastung, die einem Zahndrucke von 6000 kg entspricht, und einer Fahrgeschwindigkeit von ca. $8,_5$ km in der Stunde die Betriebskosten ermittelt, und gefunden, dafs 55‰ (1 : 18) unter normalen Verhältnissen das günstigste Steigungsverhältnifs, wenn 1 Million Tonnen Bruttolast, und 52‰ (1 : $19,_2$), wenn $1,_5$ Millionen bezw. $71,_5$‰ (1 : 14), wenn $0,_5$ Million Tonnen Bruttolast pro Jahr als Verkehrsmenge der betreffenden Gebirgsbahn zu Grunde gelegt werden.

In einem Anhange werden sodann auch die für die Thalfahrt in Betreff der Betriebskosten günstigsten Steigungsverhältnisse ermittelt und in Betreff der Mittelwerthe, nämlich der Durchschnittsbetriebskosten aus Berg- und Thalfahrt, gefunden, dafs das günstigste Steigungsverhältnifs bei Adhäsionsbahnen 39‰ (1 : 26) resp. 32‰ (1 : 31) ist, je nachdem die Tenderlocomotive oder die Locomotive mit separatem Tender angewendet wird, bei Zahnstangenbahnen hingegen 62‰ (1 : 16). Schliefslich kommt der Verfasser im allgemeinen Vergleich der beiden Systeme zu dem Schlufs, dafs unter der Voraussetzung, dafs beide Systeme in der für die Betriebskosten günstigsten Weise verwendet werden, ein System vor dem anderen in Betreff der Betriebskosten keine wesentlichen Vortheile biete; dasselbe gelte auch in Betreff der Sicherheit der Fahrt, dagegen bleibe in Betreff der Leistungsfähigkeit die Zahnstangenbahn hinter der Adhäsionsbahn zurück.

Die kleine Schrift kann als schätzbarer Beitrag zur Lösung der Frage nach dem günstigsten Steigungsverhältnifs bei Gebirgsbahnen und in Betreff der Wahl des dabei anzuwendenden Systems bezeichnet werden. J.

Die Berechnung der Secundär-Spannungen, welche im einfachen Fachwerk in Folge starrer Knotenverbindungen auftreten. Von H. Manderla, Assistent an der Techn. Hochschule in München. Wien, Selbstverlag. 1880.

Diese Brochure ist ein Extraabdruck aus der Allgemeinen Bauzeitung, eine von der Techn. Hochschule in München gekrönte Preisschrift. Der Verfasser untersucht, welche Biegungsspannungen zu den der Querschnittsberechnung von Fachwerksgliedern zu Grunde gelegten axialen Spannungen hinzutreten, wenn die einzelnen Stäbe an den Knotenpunkten starr verbunden sind, so dafs die Winkel, welche die Stabenden mit einander bilden, eine Veränderung nicht erleiden können.

Es werden zunächst die Aenderungen der Dreieckswinkel an den Knotenpunkten infolge gegebener Seitenänderungen untersucht, hieran anschliefsend eine Methode zur Bestimmung der Einsenkung einfacher Fachwerke abgeleitet und die Abweichungen der Endtangenten von den Stabsehnen, d. h. die Winkel bestimmt, welche die Enden der Stabaxen mit den geometrischen Verbindungslinien der Knotenpunkte bilden. Hieraus läfst sich dann die Verbiegung ermitteln, welche jeder Fachwerksstab erleiden mufs, nämlich die allgemeine Aufgabe lösen: „Bei gegebenen Längenänderungen der Dreiecksseiten die in den Fachwerksstäben vorhandenen Biegungsspannungen zu bestimmen.“ Die Längenänderungen sind annähernd die nämlichen, welche in Fachwerken mit gelenkartigen Eckverbindungen entstehen würden, können also in üblicher Weise aus einer Berechnung, welche den Träger als Charniersystem auffafst, ermittelt werden.

Zum Schlufs wendet der Verfasser die Resultate seiner Untersuchung auf ein Zahlenbeispiel an, auf einen Parallelträger von 36 m Stützweite für eine eingeleisige Eisenbahnbrücke. Die Formänderung des Fachwerks wird durch die Rücksichtnahme auf Starrheit der Knotenpunktsverbindungen nicht beeinflufst, in sehr hohem Grad dagegen die Spannungen. Während die scheinbaren Inanspruchnahmen, d. h. die durch Axialkräfte allein verursachten, in der Druckgurtung von 410 bis 660 kg pro qcm, im Zuggurt von 360 bis 800 kg pro qcm schwanken, betragen die wirklichen gröfsten Faserspannungen 680 bis 780 kg pro qcm im Druckgurt, 920 bis 980 kg pro qcm in der Zuggurtung.

Hierdurch allein wird natürlich ein Uebergewicht der Bolzenverbindungen über die Nietung noch nicht constatirt, da bekanntlich in Folge der Reibung an den Charnierbolzen auch beim amerikanischen System starke Secundärspannungen auftreten.

Halle a. S., Buchdruckerei des Waisenhauses.

Digitized by Google

JAHRGANG XXXI. 1881. HEFT VII UND VIII.

Original-Beiträge.

Das Königliche Regierungsgebäude zu Königsberg i/Pr.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 1 bis 9 im Atlas. — Fortsetzung statt Schlufs.)

Bei der Gestaltung der nach der Strafse liegenden Façaden des Gebäudes wurde insbesondere erstrebt, dem Bauwerke seiner Bestimmung entsprechend ein ernstes würdiges Aussehen zu geben. Um dies zu erreichen, wurden die Axweiten der Fenster thunlichst grofs bemessen, die Details aber in einfachen kräftigen Formen gehalten und nur der am Vorhof gelegene Mittelbau mit reicherem architektonischen und figürlichem Schmuck versehen. Wie die beigegebenen Zeichnungen ersehen lassen, erhebt sich über der, gegen 2,3 m hohen, aus mächtigen Quadern bestehenden Plinthe das in ähnlicher Weise ganz mit Hausteinen verblendete, von Oberkante zu Oberkante Fufsboden 5,3 m hohe Erdgeschofs, während im I. und II. Stockwerk von 5,3 resp. 4,6 m Höhe nur die Architektur der Fenster aus Hausteinen besteht, die Flächen aber, abgesehen vom Mittelbau, mit Ziegeln verblendet sind. Das Ganze wird durch ein von mächtigen Consolen getragenes Hauptgesims, unter dem ein nur einfach gestalteter, von Bodenfenstern durchbrochener Fries sich hinzieht, abgeschlossen.

Die Garten- und Hof-Façaden, durchweg in Ziegelrohbau ohne Anwendung von Formsteinen ausgeführt, schliefsen sich der Form der Grundrisse wie der inneren Eintheilung an. Als Material für den untersten Gebäudesockel ist schwedischer Granit von der Insel Bornholm, für die übrigen aus Hausteinen bestehenden Theile Sandstein aus den Rackwitzer Brüchen in Schlesien verwandt worden. Zu der Ziegelverblendung wurden die Steine aus der Fabrik von Hoffmann in Siegersdorf bezogen.

Bei Ausführung der Haustein-Arbeiten wurde besonderer Werth auf Durchführung eines richtigen Steinschnitts gelegt; dementsprechend sind thunlichst in gleicher Höhe durchgehende Lagerfugen angeordnet, auch ist die Behandlung der Flächen der Art des Steinmaterials angepafst, die sonst wohl übliche glatte, dem Putzbau entlehnte Bearbeitung aber vermieden. Ueberhaupt wurde erstrebt, aus der Natur des Materials Motive für die Formation der Details-Anordnung zu entnehmen, nicht aber das Material etwaigen aus ästhetischen Rücksichten getroffenen Dispositionen auf Kosten sachgemäfser Bauausführung angepafst.

Der ernsten einfachen Durchbildung des Aeufsern ist versucht, die Gestaltung des Innern harmonisch anzuschliefsen. Reicher ausgestattet wurden nur, ebenfalls in Uebereinstimmung mit dem Aeufsern, der grofse Festsaal im Mittelbau (Bl. 6 und 7), sowie die sonstigen für Repräsentationszwecke bestimmten Räume, nebst der dahin führenden doppelarmigen Treppe.

Ein besonderes Interesse dürften neben den eben bezeichneten Bautheilen, deren architektonische Anordnung jedoch, an sich klar, kaum einer besonderen Besprechung bedarf, die auf Bl. 8 und 9 dargestellten, in den vorspringenden Flügeln an den Durchfahrten gelegenen Treppen verdienen. Die eigenartige Gestaltung jeder derselben wurde dadurch bedingt, dafs die Durchfahrten nach den Höfen, wie oben angedeutet wurde, ihre Stelle in Mitten der an der Strafse Mitteltragheim gelegenen Fronten erhalten mufsten, wenn die Communication im Innern des Gebäudes, auf deren Continuität grofser Werth zu legen war, nicht in unliebsamer Weise unterbrochen werden sollte. Während jedoch für die Treppe im linken Flügel eine Lösung verhältnifsmäfsig leicht sich finden liefs, war dies bei der Treppe im rechten Flügel erheblich schwieriger, da hier die Durchfahrt nicht neben die Treppe gelegt werden konnte, sondern unter derselben durchgeführt werden mufste; dazu kam, dafs die lichte Höhe der Durchfahrt auch unter der Treppe nicht weniger als 3 m betragen durfte, um für Wagen jeder Art, insbesondere auch den Equipagen des Ober-Präsidenten das Passiren ohne Weiteres zu ermöglichen. Diese Verhältnisse im Verein mit dem aus der Form des Grundstücks resultirenden Umstande, dafs die Axen der Corridore in diesem Gebäudetheil entsprechend den Frontlinien in einen spitzen Winkel zusammenlaufen, haben die dargestellte Lösung hervorgerufen.

Da es fraglich schien, ob die sechseckigen Hallen in beiden oberen Geschossen hinreichend beleuchtet werden würden, so sind nachträglich die von den Stichkappen getragenen Spiegelgewölbe herausgenommen und das obere derselben durch ein Oberlicht ersetzt, während um die entstandene untere Oeffnung ein eisernes Gitter angebracht und so zugleich ein Durchblick von einem in das andere Geschofs geschaffen wurde. —

Zu der constructiven Durchbildung des Bauwerks übergehend, ist zunächst zu bemerken, dafs, dessen Bestimmung entsprechend, auf Herstellung eines möglichst soliden Baues besonderes Gewicht gelegt wurde.

Demgemäfs sind denn auch die Mauerstärken, wie nachstehend zu ersehen ist, reichlich stark bemessen worden Sie betragen z. B. für die Umfassungswände:

im Keller . . . . 103 cm
im Erdgeschofs . . . . 90 „
im I. und II. Stockwerk . . . . 64 „

ferner für die Corridor- und Balken tragenden Wände:

im Keller . . . . 64 cm
in den Stockwerken . . . . . . 51 resp. 38 „

endlich für die Scheidewände

im Kellergeschofs . . . . 51 cm
im Erdgeschofs und I. Stockwerk . . . . 38 „
oder ausnahmsweise . . . . 25 „
im II. Stockwerk . . . . 25 „

Digitized by Google

Was weiter die Construction der Decken angeht, so sind, aufser dem durchweg überwölbten Kellergeschofs, auch sämmtliche Corridore in allen Geschossen, die Abschlüsse der Treppenhäuser nach dem Dachboden, die Eingangshallen, Durchfahrten, die Räume der Regierungs-Hauptkasse, der gröfste Theil der Registraturen, die Regierungs-Bibliothek, die Plankammer, das Katasterarchiv etc. mit Gewölben überdeckt worden, und zwar gelangten sehr verschiedene Gattungen derselben zur Verwendung; von flachen Gewölben ist jedoch in den 3 Hauptgeschossen mit wenigen Ausnahmen Abstand genommen, vielmehr sind, so weit angänglich, halbkreisförmige Tonnengewölbe oder Kreuzgewölbe mit halbkreisförmigen Schildbögen, überhaupt möglichst Gewölbe zur Ausführung gebracht, welche ein Vorkragen der Widerlager gestatten und somit die ausgedehnte Verwendung von eisernen Ankern unnöthig machen. Die im Vorstehenden nicht erwähnten Räume erhielten Balkendecken, welche ausnahmsweise durch eiserne Träger unterstützt worden sind. Für die Decke über dem grofsen Festsaal im Mittelbau reichten jedoch Walzbalken nicht aus und mufsten vertical zur Frontwand auf den Pfeilern angeordnete Blechträger mit dazwischen gespannten Walzbalken, auf welche die Lagerhölzer für den Fufsboden zu liegen kamen, verwandt werden. Aber auch diese genügten an sich nicht, um das bei der grofsen Spannweite der Decke nicht unerhebliche Eigengewicht, sowie die durch die darüber befindliche Kanzlei bedingte mobile Last aufzunehmen, wenn nicht die Constructionshöhe der Träger sehr vergröfsert, die Höhe des Saales aber unzulässig beschränkt werden sollte. Es wurde hierfür dadurch ein zweckentsprechender Ausweg gefunden, dafs jene Blechträger in ihrer Mitte durch ein eisernes Band gefafst und an die eisernen, über der Kanzlei befindlichen und als Fachwerksträger construirten Dachbinder angehängt wurden. Die Decke im nördlichen Geschäftstreppenhause ist aus Trägerwellblech gebildet, auf der unteren Seite gerohrt und geputzt, sowie mit einfacher Voute versehen.

Die Dächer des Gebäudes sind mit Holzcement eingedeckt und demgemäfs ganz flach gestaltet; sie entwässern nach den Höfen resp. dem Garten mittelst Abfallröhren von rot. 18 cm Durchmesser und von Zinkblech Nr. 13.

Von den Treppen wird die Haupttreppe im Mittelbau einschliefslich des Geländers aus französischem Kalkstein auf festen gemauerten Wangen hergestellt, die Haupttreppe im linken Vorderflügel aber freitragend aus feingestocktem Granit aufgeführt, endlich diejenige im rechten Flügel aus Ziegeln derartig gewölbt, dafs zwischen die Wangen Kreuzkappen eingespannt, die tragenden Säulen aus Granit gefertigt, sowie Stufen und Podeste mit demselben Material abgedeckt werden. Zu den Nebentreppen, welche ebenfalls freitragend construirt sind, gelangte gestockter Granit zur Verwendung.

Die Fufsböden in den Wohnungen der Unterbeamten, in sämmtlichen Diensträumen mit Ausnahme der Regierungs-Hauptkasse und der Sitzungssäle, für welche Stabfufsboden vorgesehen ist, ferner in den nach dem Garten liegenden Zimmern der Wohnung des Ober-Präsidenten mit Ausschlufs des Speisezimmers, sowie endlich in den Küchen, der Speisekammer etc. werden als gewöhnliche gehobelte Dielungen hergestellt. Dagegen ist Parket-Fufsboden für die Wohnräume des Ober-Präsidenten an der Vorderfront, sowie für das Speisezimmer, Arbeitszimmer und die Repräsentationsräume in Aussicht genommen. Sämmtliche Vorhallen und die Corridore der Hauptgeschosse sollen mit sogenannten Kunststeinfliesen, aus der Fabrik von Jantzen in Elbing, belegt werden. In den Räumen des Kellergeschosses kommt flaches resp. hochkantiges Ziegelpflaster zur Verwendung.

Die Fenster aller Geschosse, ausgenommen einige zu unbewohnten Räumen des Kellers gehörige, sind mit Rücksicht auf das rauhe Klima als Doppelfenster, zum Theil aus Kiefernholz mit eichenen Wasserschenkeln, zum Theil ganz aus Eichenholz gefertigt worden. Ihre Verglasung geschieht im Kellergeschofs mit halbweifsem Glase, sonst wird überall bestes rheinisches Glas, und zu den Fenstern des Festsaals und der Repräsentationsräume Spiegelglas verwandt.

Die Eingangsthüren des Gebäudes sollen aus Eichenholz hergestellt werden, und zwar die im Vorhof gelegene Hauptthür sowie die zu den Durchfahrten führenden in reicher Ausstattung unter Verwendung von Schnitzwerk, alle übrigen dagegen in einfacher Ausführung.

Von den inneren Thüren sind nur die Glasthüren im Hauptvestibül und Vorsaal, sowie die Flügelthüren der Repräsentationsräume architektonisch reicher gestaltet, sie werden jedoch, wie alle inneren Thüren, aus Kiefernholz gefertigt. Die Thüren der Diensträume, welche mit Ausschlufs der zu den Sitzungssälen führenden gröfstentheils einflügelig angenommen sind, erhalten sämmtlich doppelte Rahmen und gestemmte Futter; die in der Wohnung des Ober-Präsidenten befindlichen sind ähnlich construirt, nur treten in besseren Räumen Verdachungen hinzu, welche auch in den Sitzungssälen und einigen anderen zu den Dienstlocalen gehörigen Zimmern zur Anwendung gelangen.

Die Wände und Decken sämmtlicher Büreauräume sowie der Wohnungen der Unterbeamten und der Nebenräume der Wohnung des Ober-Präsidenten sind glatt geputzt und erhalten Leimfarbenanstrich. Die Zimmer des Präsidenten, der Abtheilungsdirigenten, der Räthe etc. werden entsprechend besser ausgestattet, mit Malerei versehen und ihre Wände zum Theil mit Wachsfarbe gestrichen, zum Theil einfach tapeziert. Ein Gleiches gilt von den Sitzungssälen. Die Vestibüle, Corridore etc. der Hauptgeschosse sollen in den Decken mit Leimfarbe, in den Wänden mit Wachsfarbe unter Anwendung leichter Bemalung überzogen werden. Eine ähnliche aber reichere Decoration ist für Wände und Decken des Hauptvestibüls, des daran stofsenden Treppenhauses, des Vorsaales und der Repräsentationsräume in Aussicht genommen. Es tritt hier jedoch eine mehr oder minder reiche Verwendung von Stuck hinzu, auch sollen die Säle mit Holzpaneelen versehen und die Säulen im Festsaal in Stuckmarmor ausgeführt werden. In den an der Vorderfront liegenden Wohnräumen des Ober-Präsidenten sowie im Speisezimmer werden die ebenfalls mit Stuck verzierten Decken angemessen mit Malerei in Leimfarbe ausgestattet, die Wände mit guten Tapeten auf Wachssatin beklebt. Die Schlafräume, Fremdenstuben etc. sind entsprechend einfacher behandelt.

Die Beheizung des Gebäudes erfolgt in der Hauptsache durch eine Warmwasserheizung, und zwar erstreckt sich dieselbe:

a. auf sämmtliche Geschäftsräume,

b. auf die Sitzungssäle mit Ausschlufs des Plenar-Sitzungssaales,

Digitized by Google

c. auf die Arbeitsräume des Ober-Präsidenten, welche zur Aushilfe auch Kachelöfen erhalten, zum regelmäfsigen Gebrauch aber an die Centralheizung anzuschliefsen sind, und

d. auf die sämmtlichen Corridore der drei Stockwerke und Treppenhäuser, mit Ausnahme der Vorflure und des Hauptvestibüls sowie der Nebentreppe und Corridore der Wohnung des Ober-Präsidenten.

Für den Festsaal nebst den sich anschliefsenden drei grofsen Repräsentationsräumen, dem Rauchzimmer, den anstofsenden Vorräumen und Garderoben, für das grofse Treppenhaus nebst dem Warteraum für Diener, sowie den Plenarsitzungssaal ist eine Heifswasser-Luftheizung zur Ausführung gelangt.

Um jedoch die Beheizung der Caloriféren auf diejenigen Tage und Tageszeiten beschränken zu können, an welchen die Festräume bezw. der Plenar-Sitzungssaal gebraucht werden, sind das grofse Treppenhaus und die zugehörigen Vorräume im ersten Stockwerk auch an die Warmwasserheizung angeschlofsen. Bei der Anlage der Luftheizung wurde ferner darauf Rücksicht genommen, dafs die kleineren Festräume öfter mit Ausschlufs des grofsen Saals benutzt werden, der Plenar-Sitzungssaal aber nur dann gebraucht wird, wenn die übrigen an die Luftheizung angeschlofsenen Räume einer Heizung nicht bedürfen.

Die Wohn- und Schlafzimmer, die Zimmer der Söhne und Töchter, die Fremdenzimmer, der Anrichteraum, der Corridor am Hof im rechten Gebäudetheil, die sämmtlichen Räume für Domestiken der Wohnung des Ober-Präsidenten und die kleinen Wohnungen im Keller werden durch Kachelöfen geheizt.

Für die Berechnung der Heizanlagen war bestimmt, dafs bei einer Aufsentemperatur bis zu — 20° R. (— 25° C.) die Erwärmung jedes Raumes bis auf + 16° R. (+ 20° C.) ohne besondere Anspannung des Systems erfolgen könne, bei gröfserer Kälte aber durch Ausdehnung der Feuerungszeit eine Erwärmung auf + 14° R. ($17_{,5}$° C.) noch möglich sei.

Für die Closets, den Tresor, die Corridore, Treppenhäuser und Vorräume mit Ausschlufs der oben sub d. genannten, welche überhaupt nicht geheizt werden, wurde eine Erwärmung auf + 10° R. ($12_{,5}$° C.) als genügend erachtet.

Was die zur Ventilation des Gebäudes getroffenen Anordnungen angeht, so ist für die sämmtlichen Geschäftsräume, abgesehen von dem Plenar-Sitzungssaal, von der Einrichtung einer künstlichen Ventilation mit Rücksicht auf die ansehnlichen Etagenhöhen und die geringe Zahl der darin sich aufhaltenden Personen Abstand genommen worden. Die Lufterneuerung erfolgt hier im Winter in genügender Weise durch die Aufsenmauern vermöge ihrer Permeabilität, sowie durch Thür- und Fensterritzen. Die verdorbene Luft wird mittelst gemauerter Rohre resp. horizontaler Canäle, welche über den Gewölben der Corridore des Erdgeschosses und I. Stockwerkes Platz gefunden haben, nach den grofsen Schloten geführt, und ihre Absaugung hier durch die darin angebrachten gufseisernen Rauchrohre der Warmwasserheizung bewirkt. In den Räumen, welche an jene Canäle nicht angeschlossen werden konnten, wird die erforderliche Absaugung durch besondere bis zum Dachboden reichende Ventilationsrohre herbeigeführt. In sämmtlichen Räumen mit Ausnahme der Sitzungssäle, welche auch Abzugsöffnungen unter der Decke erhalten, sind solche nur in der Nähe des Fufsbodens angeordnet und mit Verschlufs- resp. Regulirungsvorrichtungen versehen worden. Für die Kanzlei über dem grofsen Festsaal wurde eine besondere Zuführung frischer Luft ebenfalls nicht für nothwendig erachtet. Es schien vielmehr mit Rücksicht auf die Gröfse des Raumes, in dem verhältnifsmäfsig nur eine geringe Zahl von Personen sich aufhält, ausreichend, wenn zur Absaugung der verdorbenen Luft eine entsprechende Zahl von Gasflammen in den die Kanzlei durchschneidenden über Dach zu führenden Schloten der Sonnenbrenner des Festsaals angeordnet werden.

Die Ventilation der Repräsentationsräume und des Plenar-Sitzungssaales erfolgt mit Hilfe der Luftheizung, und war dieselbe so einzurichten, dafs auch bei grofsen Festlichkeiten, wenn die Repräsentationsräume, ganz gefüllt, bis 450 Personen aufnehmen, die Temperatur eine angenehme bleibt und die Luft einen hinreichenden Grad von Feuchtigkeit aufweist.

Das Gleiche gilt für den Plenar-Sitzungssaal mit der Maafsgabe, dafs hier in maximo auf gleichzeitige Anwesenheit von 50 Personen zu rechnen war. Die Canäle für Einströmung von frischer erwärmter Luft sind so bemessen, dafs bei einer Eintrittsgeschwindigkeit der Luft von in maximo $1_{,5}$ m jeder der 450 Personen in den Festräumen einschliefslich der Vorzimmer pro Stunde 26 cbm Luft zugeführt werden, was als völlig ausreichend zu erachten ist.

Behufs Erzielung einer möglichst vollkommenen Ventilation des grofsen Festsaales wird die durch die Gasflammen erzeugte Hitze auf gesondertem Wege durch zwei in der Decke angebrachte Sonnenbrenner von entsprechender Gröfse mit durch das Dach reichenden eisernen Ventilationsschloten entfernt.

(Schlufs folgt.)

Die Märkte von London.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 45 bis 49 im Atlas.)

Robert de Massy kennzeichnet die englischen Marktverhältnisse durch den Satz: Un marché en Angleterre est considéré comme une propriété particulière affectée à un service public.

Die zur Aufrechthaltung dieser Verhältnisse erforderlichen allgemeinen Bestimmungen sind zusammengefafst in einer im Jahre 1847 gegebenen Parlaments-Acte.

Es bedarf jedoch jeder einzelne Fall einer Markt-Errichtung oder Veränderung einer besonderen Acte, durch welche dem Concessionär, gleichviel ob Privatperson, Gesellschaft oder Gemeinde, das Enteignungsrecht für den Grunderwerb verliehen, Gebühren wie Standgeld-Erhebung genehmigt und die Marktordnung festgestellt wird. Im Uebrigen bleibt der Handel vollkommen frei von jeder Beeinflussung, wie im

Digitized by Google

Wesen so in der Form seiner Entwickelung, amtlicher Ueberwachung nur in Bezug auf Gesundheitszustand der Waaren und Richtigkeit von Maafs und Gewicht unterworfen.

Entsprechend diesen durch Gewohnheit und Gesetz geregelten allgemeinen Bedingungen haben sich seit Jahrhunderten die Marktverhältnisse von London eigenartig entwickelt. — Die Metropole mit vier Millionen Einwohnern und einer Ausdehnung über 40000 Hectaren kann als Stadt in Bezug auf städtische Einrichtungen unmittelbar weder mit anderen englischen, noch mit festländischen Städten verglichen werden.

London ist die Vereinigung vieler grofser städtischen Bezirke, welche sich, um den Kern der alten City in fort und fort erweiterten Kreisen ansetzend, durchaus selbstständig verwalten. Einige hauptstädtische Aemter sind seitens der Regierung bestellt für die Ueberwachung der öffentlichen Arbeiten, der Gesundheitspflege, der Sicherheit und Ordnung dieser örtlich engverbundenen, administrativ getrennten Gemeinwesen.

Eine Stadt in der Stadt ist die City von London. Nur soweit die Macht der Corporation of the City reicht, kann nach deutschen Vorstellungen von einheitlichen communalen Einrichtungen gesprochen werden.

Die Metropole hat zur Zeit 40 bis 50 öffentliche Märkte, theils für den Grofs-, theils für den Kleinhandel mit Lebensmitteln; einige kaum mit transportablen Gestellen versehen, andere ausgestattet mit den umfassendsten Einrichtungen, um nicht allein dem ungeheuren Bedarf der täglichen Ernährung der vier Millionen Bevölkerung zu genügen, sondern auch, die Erzeugnisse aller Länder der Erde zusammenführend, sämmtliche Märkte Englands und des Continents mit allen den Lebens- und Genufsmitteln zu versorgen, denen die Docks seit Jahrhunderten als Weltstapelplatz dienen. Kein geniefsbares Product der Erde oder des Meeres bleibt diesen Märkten fern, welche mit der Mannigfaltigkeit der Waaren ein wunderbares Bild der verschiedenartigsten Formen des Handels bieten, so verworren in der Erscheinung als fest und sicher geordnet im Wesen; sei es auf dem kleinen offenen Platze, wo sich vor Mitternacht bei flackerndem Gaslicht ein zerlumpter Pöbel um die elenden Gestelle der Höker drängt, sei es in Covent-Garden Nachmittags, wenn die kostbarsten Blumen den vornehmen Damen zur Equipage gebracht werden, sei es in den grofsartigen Markthallen der City, wo täglich Millionen Stück Seefische aus allen Meeren und das Fleisch von 40 Tausend Schlachtthieren, zahlloses Geflügel und Wild aus allen Ländern und Wäldern der Erde öffentlich versteigert wird, oder in den Docks, wo die Ernten Chinas und beider Indien lagern.

Die Smithfield-Märkte. (Bl. 45 bis 47.)

Die erste Stelle unter allen Märkten London's nehmen die unter der Bezeichnung „Metropolitan, meat, poultry and provision market" zu Smithfield zusammengefafsten Engros-Märkte der City ein, welche nach jetzt vollendeter Ausführung des Früchte- und Gemüsemarktes die grofsartigste der bisher überhaupt geschaffenen Markthallenanlagen bilden.

Anstofsend an Farringdonstreet bedecken die Bauanlagen zwischen Longlane und Charterhousestreet eine Fläche von 75 m Breite und 400 m Länge, welche durch zwei offene und eine überdeckte Querstrafse in vier ziemlich gleichgrofse Vierecke getheilt wird, von denen das erste, an Farringdonstreet stofsende, den Früchte- und Gemüsemarkt, das zweite den Geflügel- und die beiden letzten, durch die überdeckte Strafse verbundenen Vierecke den Fleischmarkt enthalten. Südlich davon an der Ecke von Snow hill und Kingstreet (Bl. 46) ist ein dreieckiger Platz für den Blumenmarkt und nördlich von Charterhousestreet noch ein etwa 7000 qm grofser Platz für spätere Ausdehnung der Anlage erworben.

Die Corporation der City erhielt 1860 die Parlaments-Acte, welche die Erbauung des Fleischmarktes gestattete und den alten Fleischmarkt zu Newgate, der seit 1670 bestand, aufhob. Die Acte ermächtigte für Grunderwerbung und Bauausführung zur Ausgabe von 200000 £ oder 4 Millionen Mark, zur Erhebung eines Standgeldes von 1 Penny pro Woche für jeden Quadratfufs Fläche der Verkaufsstände und zu einer Steuer von 1 Farthing für jede 21 Pfd. des zu Markte gebrachten Fleisches mit dem Recht der Erhöhung bis auf 2 Farthing, was nach deutschem Maafs und Gewicht ein Standgeld von 1 Mark pro Quadratmeter benutzter Fläche und eine Abgabe von 1/4 Pfennig für 1 Kilogramm Fleisch bedeutet.

Es wurde vorerst zur Bebauung ein Rechteck von 192 m Länge und 75 m Breite, getheilt durch eine 17 m breite Durchfahrt, bestimmt.

Die Pläne sind von dem Architekten der City Horace Jones entworfen und ausgeführt.

Das Souterrain der Markthallen bildet einen Güterbahnhof, in welchen die Geleise der Metropolitan-, Great Northern-, Midland- und London-Chatham-Dover-Bahnen einlaufen. Ein schneckenförmiger Fahrweg führt von dem Platze zwischen der Markthalle und St. Bartholomaeus-Hospital zum Bahnhof hinab, welchen Treppen und Aufzüge für Personen und Güter mit dem Innern der Markthalle verbinden.

Die Entwürfe zu dieser aufserordentlichen Anlage wurden von dem Architekten der City in Gemeinschaft mit dem Ingenieur der Eisenbahngesellschaften, John Fowler, festgestellt und ausgeführt.

Die Lage der Geleise zwang zu manchen Unregelmäfsigkeiten in der Stellung der schmiedeeisernen Stützen, welche die Decken des Souterrains und das obere Dachwerk tragen. Die von Nord nach Süd laufenden Deckenträger sind in einer Entfernung von p. p. 10 m unterstützt und tragen Querträger in 2 m Entfernung von einander, zwischen welche die Deckengewölbe gespannt sind. Die Construction des Bahnhofes erforderte 180 Stützen und 3 Millionen Kilogramm Eisen für die Träger.

Die Errichtung der Markthalle wurde nach Vollendung des Bahnhofes 1867 begonnen.

Das Innere wird durch die Durchfahrt und den $7,_6$ m breiten Mittelgang in der Längsaxe in 4 gleiche Rechtecke und jedes derselben durch 3 Quergänge von $5,_5$ m Breite in 4 Abtheilungen zerlegt. Jedes der vier Rechtecke enthält 42 Stände von 11 m Länge und $4,_5$ m Breite; da einige Stände der Treppen wegen fortfallen, so sind im Ganzen 162 angeordnet.

Es wird ausschliefslich der Engros-Verkauf in dieser Halle betrieben, und bleiben für diesen die Stände gleichwerthig hinsichts ihrer Lage an den Haupt- oder Seiten-

Digitized by Google

gängen des Marktes. Jeder Stand, für sich abgeschlossen und 4 m hoch, besteht aus dem Verkaufslocal, dem dahinterliegenden Zahl-, Wiege- und Aufbewahrungsraum mit schmaler Treppe nach dem darüber befindlichen Aufenthaltsraum, der mit Closet versehen ist. Die eigenthümliche, dem Begriff der Markthalle eigentlich widersprechende Einrichtung dieser abgeschlossenen Geschäftslocale ist nach den Vereinbarungen getroffen, welche zwischen den Grofshändlern von Newgate Market und dem Marktcomité den englischen Handelsgewohnheiten gemäfs getroffen worden sind.

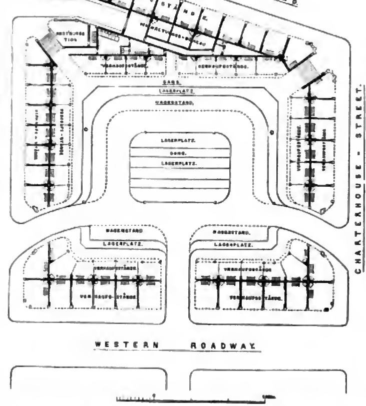
In den vier Eckpavillons des Gebäudes liegen im Erdgeschofs die Amtslocale und in den oberen Etagen Restauration und Closeträume. Um gleichzeitig die Bedürfnisse der Erleuchtung und Lüftung zu fördern und die Hallen im Sommer kühl und im Winter warm zu halten, ist von jedem höheren Glasaufbau abgesehen und auf die massiven, mit Fenstern versehenen Umfassungsmauern ein System von Mansardedächern von p. p. 9 m Spannweite gelegt, deren Seiten unter einem Winkel von 65° $2,_{50}$ m bis $3,_{00}$ m ansteigen. Der obere Theil des Daches ist fest eingedeckt und hin und wieder mit Ventilationsaufsätzen versehen. Die Mansardeseiten haben feststehende Glasjalousien, deren 15 bis 20 cm breite Glasstäbe, unter einem Winkel von 45° gestellt, das Licht gedämpft und die Luft voll durchlassen. Die Höhe bis zum Scheitel des Daches beträgt $12,_{20}$ m, die Höhe der Umfassungswände $9,_{50}$ m.

Die Architektur des Gebäudes macht durch die grofsen Maafse und die Solidität der Ausführung in Hanstein mit Ziegelansmauerung und schönem Eisengitterwerk an Fenstern und Thorwegen einen grofsartigen und gediegenen Eindruck.

Die Eckthürme sind von bester Wirkung den langen Linien der Fronten gegenüber, welche in ungleiche Theile durch die hochgebauten Portale der Durchfahrten getheilt werden.

Die jährliche Versorgung dieses Marktes erreicht die Höhe von 200 Millionen Kilogr. Fleisch, was allein in London verzehrt wird und pro Mund der 4 Millionen Bevölkerung 50 Kilogramm per Jahr ergiebt.

Der Ertrag der Halle an Standgeld und Steuer beträgt zwischen 1000000 und 1200000 Mark.



Der Geflügel-Markt.

Der Metropolitan-Markt wurde 1868 dem Verkehr übergeben, welcher sofort solche Ausdehnung gewann, dafs schon 1872 der Beschlufs gefafst werden mufste, diese erste Halle lediglich dem Fleischhandel zu überlassen und für den Geflügel- und Vorkosthandel eine zweite zu erbauen, welche unter der Benennung „London central poultry and provision Market“ eröffnet worden ist.

In der äufseren Erscheinung, wenngleich dem schönen Bauwerk des Fleischmarktes ähnlich, tritt diese Markthalle mit noch gröfserer Wirkung durch die quadratische Grundform auf, welche durch die vier Eckpavillons und die mittleren Glockenthürme an der Süd- und Nordseite mächtig hervorgehoben wird.

Das Innere, etwas leichter und freier, wenngleich nach denselben Principien des beschriebenen Gebäudes construirt, wird durch Gänge von $6,_{50}$ m Breite von Ost nach West und von Süd nach Nord in je vier Abtheilungen zerlegt, von denen die mittleren je 4 Stände enthalten. Im Ganzen sind 72 Stände, von 28 bis 65 qm Fläche angeordnet. Zu jedem Stand gehört ein durch eine Treppe verbundener oberer heizbarer Aufenthaltsraum. Das Souterrain der Halle durch die Metropolitan-Bahn durchschnitten, bietet weite, $4,_{25}$ m hohe Vorrathskeller, zu denen Treppen von den Eckpavillons herab und Zugänge von den umgebenden Strafsen führen. Die Eckpavillons enthalten die Verwaltungsräume, Restauration und Closets.

Der Früchte- und Gemüsemarkt.

Im Anschlufs an diese Anlagen liegt der in dem Jahre 1880 eröffnete Früchte- und Gemüsemarkt, für dessen Ausführung nach den Plänen und unter Leitung des Architekten Horace Jones die Summe von 300000 £ oder 6 Millionen Mark verwendet worden ist. Hiervon nahmen der Grunderwerb und die Strafsenanlagen 175000 £ oder 3500000 Mark und der Bau 125000 £ oder 2500000 Mark in Anspruch.

Dieser neue Markt ist in der Verlängerung des Fleisch- und Geflügelmarktes zwischen Charterhousestreet und der Fortsetzung von Longlane bis Farringdonroad mit der Front an letzterer Strafse erbaut.

Digitized by Google

Der Fufsboden ist in gleiche Höhe mit dem der beiden anderen Hallen gelegt, so dafs die Verbindung der Haupteingänge mit den umgebenden Strafsen für das Fuhrwerk durch Ansteigungen und für die Fufsgänger durch Treppen vermittelt werden mufste, welche den Höhenunterschied von 3 m zwischen Farringdonroad und dem höherliegenden Theil von Charterhousestreet und Longlane ausgleichen. Die drei Haupteinfahrten für Fuhrwerk liegen in der Mitte der östlichen, nördlichen und südlichen Fronten, zwei Eingänge für Fufsgänger an den Ecken von Farringdonroad in der westlichen Front. Der Grundplan des eigentlichen Marktes zeigt eine für Marktzwecke bestimmte Fläche von $4087,_6$ qm, welche an den vier Strafsenfronten von 44 Verkaufsläden umgeben ist, zusammen mit einer für den Detailverkauf von Marktartikeln bestimmten Fläche von $1554,_7$ qm. Der innere Markt enthält 33 Stände, mit Plätzen für Güterablagerung und Wagenaufstellung, zu welchen Fahrstrafsen von $5,_8$ m Breite führen. In der Mitte des Marktplatzes befindet sich eine weitere Anordnung von Lagerplätzen von $408,_{76}$ qm Fläche einschliefslich der Gänge.

Die Dachconstruction ist frei und offen gehalten. Das Hauptdach wird von 16 Stützen mit einer Spannweite von $14,_{35}$ m bis 17 m getragen mit einem mittleren achteckigen Kuppeldach von 17 m Durchmesser. Das mit Glasjalousien leicht construirte Dachwerk entspricht den Anforderungen einer reichlichen Licht- und Luftzuführung, welche gerade für einen Blumen- und Fruchtmarkt eine besondere Nothwendigkeit ist. Die Höhe des Dachwerks über dem Fufsboden beträgt bis zur Unterkante $8,_5$ m, bis zum Scheitel $13,_7$ m.

Die Kuppel erhebt sich im Scheitel bis zur Höhe von $21,_{34}$ m.

An der südwestlichen Ecke liegt eine Einfahrt in das Kellergeschofs von $6,_1$ m Breite mit einer Steigung von 1 : 20. An diesem Eingang befinden sich die Bureaus, eine Restauration sowie Waschräume und Closets.

Das Kellergeschofs ist als freier Raum unter dem eigentlichen Marktplatz und mit Gewölben unter den Verkaufsläden an Farringdonroad und Charterhousestreet in einer Höhe von $7,_{32}$ m angelegt. Der Fufsboden des Kellergeschosses liegt in gleicher Höhe mit den Schienen der den Raum durchschneidenden Eisenbahnen.

Die Decke ist auf schmiedeeisernen Trägern und Stützen ruhend hergestellt.

Die äufsere Erscheinung des Bauwerks ist im gleichen Charakter wie die der übrigen Markthallen gehalten und in Portlandstein mit rothen Ziegeln ausgeführt. Den besten architektonischen Eindruck gewährt der Anblick des Gebäudes von Farringdonroad aus an der südwestlichen Ecke.

Der Anordnung dieser Markthalle mit einem freien Innenraum, auf welchem der Engros-Handel betrieben wird, und Verkaufsläden für den Detailhandel, welche sich nach den Strafsenfronten öffnen, mufs ein entschiedener Vorzug vor allen den Markthallen-Anlagen zuerkannt werden, welche, auf eine Ausnutzung der Fronten verzichtend, eine nach aufsen abgeschlossene Gebäudemasse darstellen, deren Umfassungswände den Marktverkehr den Augen der Vorübergehenden entziehen zum Nachtheil für das Detailgeschäft, welches nach der Strafse geöffnete Verkaufsstellen und Schaufenster braucht.

(Schlufs folgt.)

Die Deiche am Niederrhein.

(Mit Zeichnungen auf Blatt K im Text.)

Wohl an keinem deutschen Flufs ist das Deichwesen in so hohem Grade entwickelt und ausgebildet, als am Niederrhein. Die technische Literatur hierüber ist jedoch noch so lückenhaft, dafs es zweckmäfsig erscheint, durch bildliche Darstellung und Erörterung der wesentlichsten Deichanlagen den Gegenstand einem gröfseren Kreise der Fachgenossen zugänglich zu machen. Von einer detaillirten Darstellung der localen Verhältnisse, wie solche den Deichinteressenten wohl erwünscht sein würde, ist dabei aber Abstand genommen worden, weil eine derartige Behandlung des Stoffes nicht von allgemeinem Interesse sein dürfte.

I. Ursprung und Entwickelung der Deichanlagen und ihrer Verwaltungsorganisationen bis zur Gegenwart.

Der Sage nach ist das jetzige Deichgebiet am Niederrhein die Stätte der Nibelungen, historisch der Wohnsitz der Bataver, wo römische Cohorten ihre Adler entfalteten und Kaiser Augustus mit Drusus befestigte Kriegslager, darunter auch das castra vetera auf dem Fürstenberg bei Xanten erbauten und die grofsen, zum Theil noch vorhandenen Römerstrafsen anlegten. Wahrscheinlich sind durch letztere schon einzelne Strecken der Niederung gegen den Eisgang und die Hochfluthen des Rheins geschützt worden, wenigstens deutet hierauf die Lage der Ueberreste jener Militairstrafsen hin. An sicheren Nachrichten über die Zeit und den Ort der Anlage der ersten Deiche fehlt es zwar gänzlich, es läfst sich aber annehmen, dafs die Gestaltung des Flufsthals und seine Fruchtbarkeit, sowie die Wirkung der Hochfluthen schon in sehr fern gelegener Zeit die Bewohner der Rheinebene zum Bau vereinzelter Deiche und Dämme veranlafst hat. Ist auch die frühere Gestaltung des Flufsthals nicht mehr nachzuweisen, so wird doch aus dem gegenwärtigen Zustand desselben, namentlich aus den alten, noch erkennbaren Flufsbettrinnen, den Nebenläufen und Altwassern soviel klar, dafs der Rhein hier durch vielfache und periodisch immer wiederkehrende Verlegung seines von befestigten Ufern nicht begrenzten Bettes schon in alter Zeit ein breites Flufsthal ausgebildet hat. Heute hat das Inundationsprofil der Niederung, soweit letztere beim Nichtvorhandensein der Deiche durch die höchsten Fluthen überschwemmt werden würde, schon bei Wesel eine Breite von 9 km, erweitert sich jedoch von hier ab immer mehr, so dafs es bei Emmerich 20 km und weiter abwärts bei Nymwegen auf niederländischem Gebiet sogar 33 km Breite mifst.

Die hochwasserfreien Terrains erheben sich auf dem rechten Flufsufer mit Ausschlufs einiger Anhöhen unterhalb

Digitized by Google

Wesel und bei Hoch-Elten an der niederländischen Grenze nur mäfsig über die Thalebene, während auf dem linken Ufer ein Höhenzug, als Ausläufer des niederrheinischen Hochlands, von Xanten abwärts über Cleve nach Nymwegen die Wasserscheide zwischen dem Rhein und der Maas bildet. Von Wesel abwärts bis zur Landesgrenze sind etwa 500 qkm des Flufsthals bei Hochwasser der Inundation unterworfen und hiervon circa 460 qkm dem Schutz der gesammten Deiche anvertraut. Mag diese Fläche früher auch geringer gewesen sein, immerhin mufste die durch den Rheinschlick erzeugte Fruchtbarkeit des Bodens zur Ausnutzung desselben durch Menschenhand führen. Hieraus entsprang das Bedürfnifs nach Schutz gegen Eisgang und Hochwasser, und so entstanden zunächst die Winter- oder Hochwasserdeiche, die hier allgemein Banndeiche genannt werden.

Mit der Sicherung des Binnenlandes gegen die Gefahren des Eisgangs und der Ueberschwemmung waren nun zwar grofse Uebelstände beseitigt, andere, aber nicht minder erhebliche neu geschaffen, indem die eingedeichten Terrains der wohlthätigen Wirkung der Hochfluthen, der alljährlichen Düngung mit Schlick — dem Rheingold der Niederung — und der hieraus resultirenden allmäligen Erhöhung des Flufsthals entzogen und in ihrer natürlichen Entwässerung behindert wurden, Uebelstände, die sich in der Jetztzeit schon derart empfindlich geltend machen, dafs sie für die Zukunft zweifellos im Interesse des allgemeinen Landeswohls zu beseitigen sein werden. Aus diesem Grunde ist dieser Gegenstand weiter unten sub III einer näheren Erörterung unterzogen worden.

Sichere Nachrichten über die Anlage der Banndeiche beginnen erst mit dem Jahre 1397, und zwar sind dieselben in einer Urkunde des Herzogthums Cleve aus der Mitte des 17. Jahrhunderts über das Steuerwesen, übereinstimmend mit der Angabe in den Annalen von Teschenmacher, enthalten. Sie lauten:

„Durch den Sieg, welchen der Herzog Adolph in der Ebene von Cleverhamm bei der Stadt Cleve am 7. Juni 1397 über die Herzöge Wilhelm von Jülich und Reinhold von Geldern erfochten etc., sind nicht nur mehrere Städte und Landstriche an Cleve gekommen, sondern auch aus der in der Schlacht gemachten Beute fast alle Amtshäuser und Schlösser gebaut und die Rheindeiche zu merklichen Vortheilen des Landes gegraben. Die Erhaltung dieser wichtigen Schutzwehren gegen Wassersnoth wurde daher auch eine wichtige Sorge der Regierung."

Es handelt sich hierbei offenbar nur um Banndeiche; Sommerdeiche haben, wie sich weiterhin ergeben wird, damals noch nicht bestanden, sie treten erst viel später auf, und dies ist auch erklärlich, da der Schutz der Niederung gegen Eisgang und Hochwasser zunächst am dringendsten war. Auch in dem ältesten bekannten Gesetz über das Deichwesen im Herzogthum Cleve vom Jahre 1575 sind Sommerdeiche noch nicht erwähnt, wahrscheinlich stammen sie aus dem 17. Jahrhundert, indem sie in dem jetzt noch gültigen Deichreglement vom Jahre 1767 als schon vorhandene Anlagen genannt, und besondere Bestimmungen darüber getroffen werden. Der Zweck der Sommerdeiche besteht in der Nutzbarmachung der Vorländer, also derjenigen Flächen, welche aufserhalb der Banndeiche liegen und durch diese nicht geschützt werden. Da letztere bei den vielverzweigten Altwassern und Nebenläufen des Rheins zum Theil weitab vom eigentlichen Flufsbett angelegt werden mufsten, waren beträchtliche Flächen des Vorlandes den Hochfluthen immer noch preisgegeben. Sowohl die Gröfse dieser Flächen, als auch ihre durch den Rheinschlick des Hochwassers erzeugte Fruchtbarkeit wird demnächst zur Verwirklichung des Gedankens geführt haben, einzelne Theile dieser Vorländer durch niedrige Erddämme gegen die in der Vegetationszeit eintretenden gewöhnlichen Sommerhochfluthen zu schützen, sie im Winter aber der Ueberfluthung und Beschlickung auszusetzen. So entstanden die Sommerdeiche, die sich bei ihrer Zweckmäfsigkeit immer mehr verbreiteten, deren Weiterentwickelung aber auch heute noch nicht abgeschlossen, sondern in vollem Flufs begriffen ist. Nicht nur bilden sich noch in der Jetztzeit neue Sommer-Deichverbände, sondern es vervollkommnen auch die schon bestehenden ihre Anlagen immer mehr, und zwar nach der Richtung hin, den Rheinschlick in gröfseren Massen den Poldern zuzuführen und das Ueberlaufen der Deiche bei den Winterhochfluthen möglichst unschädlich zu machen. Während die Sommerpolder in grofser Fruchtbarkeit blühen und gedeihen und ihr Wohlstand immer noch zunimmt, liegen die Winterpolder beim Mangel an natürlicher Entwässerung und Düngung im Kampf mit dem sogenannten Quellwasser und der abnehmenden Fruchtbarkeit der Ländereien, so dafs sie sich als im Rückgang begriffen bezeichnen lassen.

Auch bezüglich der Organisation und Verwaltung der ältesten Deichverbände, welche hier von Alters her Deichschauen genannt werden, fehlt es an zuverlässigen Nachrichten. In der ersten Periode der Entstehung und Entwickelung des Deichwesens hatte der Einzelne nur das eigene Besitzthum zu schützen, war also im Wesentlichen sein eigener Gesetzgeber für die von ihm auf seine Kosten angelegten Deiche. Erst nachdem sich benachbarte Besitzungen behufs gemeinsamem Schutz zu je einer Deichschau vereinigt hatten, trat das Bedürfnifs zu gesetzlichen Bestimmungen auf. Da aber diese Deichschauen örtlich getrennt waren, sich auch theils auf dem rechten, theils auf dem linken Flufsufer befanden, mufsten die Gesetze zunächst für einzelne Gruppen von Deichschauen den localen Verhältnissen angepafst werden, in Folge dessen denn verschiedene Deichordnungen gleichzeitig nebeneinander bestanden. Durch weitere Vermehrung der Deichverbände bildeten sich sodann nach und nach zusammenhängende eingedeichte Strecken, deren gemeinsame Interessen schliefslich auch eine einheitliche Gesetzgebung erforderten. Diesen Entwickelungsgang bestätigt das schon oben erwähnte älteste bekannte Gesetz über das Deichwesen, die von Wilhelm, Herzog von Cleve, Jülich und Berghe unterm 7. Juli 1575 erlassene „Gemeine Dyckordnung". Sie beweist, dafs damals schon 13 Deichschauen vorhanden waren, die theils nach verschiedenen Deichordnungen verwaltet wurden, theils auch noch jeder gesetzlichen Regelung entbehrten. Es waren dies auf dem linken Ufer 7, und zwar die Deichschauen von Xanten bis Grieth mit der weiter unterhalb vor Cleve belegenen von Cleverhamm, auf dem rechten Ufer aber 6 von Bislich bis Emmerich. Die Gemeine Dyckordnung führte nunmehr für die genannten Deichschauen eine gleichmäfsige Organisation und Verwaltung ein. An der Spitze der letzteren stand für jede einzelne Deichschau ein Deichgräf mit 7 Heimräthen und einem

Digitized by Google

Deichschreiber. Die stimmberechtigten Deichinteressenten, die sogenannten „Beerbten“, wählten diese Beamten auf den Deichversammlungen mit Stimmenmehrheit und fafsten alle Beschlüsse über Deich-, Graben- und Schleusenangelegenheiten, setzten die Höhe der jährlichen Beiträge fest und ertheilten auch Decharge für die Rechnungslegung. Den Deichbeamten lag neben der Verwaltung auch die örtliche Controle der Deichanlagen ob. Die amtliche Besichtigung und Begehung der letzteren erfolgte alljährlich regelmäfsig an zwei ein für allemal festgesetzten, von der Kanzel zwei Wochen vorher zu verkündenden Schautagen im März und October. Eine aus den älteren Deichregistern zusammengestellte neue Deichrolle enthielt die Angaben über die Gröfse der deichpflichtigen Terrains für jeden einzelnen Beerbten, und hiernach wurde auch die Deichstrecke bestimmt, die jeder Einzelne zu unterhalten, im Fall eines Durchbruchs aber auch in der Höhe von 2 Fufs über dem Terrain bis zu Krone auf eigene Kosten wieder neu herzustellen hatte. Ausführliche Bestimmungen regelten die Unterhaltung der Deich-, Schleusen- und Grabenanlagen und das Strafverfahren. Ein Techniker war noch nicht vorhanden, die Anstellung eines Ober-Deichgräfen aber vorbehalten, dem ev. die Macht, alle Deiche zu besichtigen und die prompte und gleichmäfsige Durchführung der Deichordnung zu überwachen, verliehen werden sollte.

Diese Deichordnung blieb etwa zwei Jahrhunderte lang, bis 1767 in Kraft. Zwar wurden inzwischen, nachdem die Clever Lande an Preufsen gefallen waren, noch anderweitige Gesetze über das Deichwesen erlassen, sie sind aber nur Ergänzungen der Gemeinen Dyckordnung. So trifft das Reglement vom 12. Juli 1725 Bestimmungen über die Führung der Deichschaurechnungen, die Unterordnung der Deichschauen unter die Königl. Preufsische Kriegs- und Domainenkammer, die Leitung der Beerbten-Versammlungen durch einen Königlichen Commissar, die Aufstellung von Etats und die Repartition der Beiträge nach der Morgenzahl. Zum ersten Male wird hier festgesetzt, dafs nur derjenige auf den Deichversammlungen als stimmberechtigt anerkannt werden soll, welcher mit einem eingedeichten Grundbesitz von mindestens 4 Morgen Flächeninhalt beerbt sei. Auch den gröfseren Grundbesitzern, den Magistrats- und geistlichen Corporationen wird nur je eine Stimme zuerkannt.

Demnächst folgte das Schaureglement von 1727 und das Grabenreglement von 1757. Letzteres behandelt vorzugsweise die Vorschriften zur Anlage und Räumung der Gräben, behufs Beschaffung bezw. Erhaltung der Vorfluth. Die Hauptgräben sollen in minimo eine Breite von 12 Fufs, die Zuggräben von 9 Fufs und die Feld-, Wiesen- und Brüchergräben von 6 Fufs, sowie eine entsprechende, zum ungehinderten Wasserabflufs erforderliche Tiefe erhalten. Auf gemeinschaftliche Schaukosten werden nur die Hauptgräben angelegt, während den Adjacenten die Herstellung und Erhaltung der übrigen Gräben obliegt. Letztere sind jährlich einmal, die Hauptgräben jedoch zweimal zu reinigen.

Alle bisher genannten Gesetze wurden durch das Deich-Schau- und Graben-Reglement für das Herzogthum Cleve vom 24. Februar 1767 aufgehoben, welches in 16 Titeln und 160 §§. ausführliche Bestimmungen über die gesammten Deichanlagen, die Verwaltung, das Rechnungswesen und alle Schauangelegenheiten giebt, und noch heute in Kraft ist, soweit die neuere Gesetzgebung nicht ausdrücklich Abänderung getroffen hat. Der wesentlichste Inhalt dieses Gesetzes soll hier kurz angedeutet werden. Es bestanden damals mit Einschlufs einiger Sommerpolder bereits 34 Deichschauen, von denen 11 als grofse und 23 als kleine Schauen bezeichnet werden. Sie sind sämmtlich der Königl. Kriegs- und Domainenkammer unterstellt, und diese überträgt ihrem Ober-Deichinspector die „generale“ Aufsicht über die Schauen und legt ihm die Pflicht auf, darauf zu halten, dafs Alles, was das Reglement besagt, genau befolgt werde. An der Spitze jeder einzelnen Schau steht der sogenannte Deichstuhl, welcher sich aus dem Ober-Deichinspector, dem Deichgräfen und je nach der Gröfse der Schau aus 3, 5 oder 7 Heimräthen sowie einem Deichschreiber zusammensetzt. Der Deichstuhl hat volle Macht und Gewalt, in allen Schausachen nach dem Reglement zu entscheiden. Der Deichgräf und die Heimräthe, daneben auch ein Geldempfänger, werden auf den Erbentagen (Deichversammlungen) von den Beerbten mit Stimmenmehrheit, der Deichschreiber vom Deichstuhl gewählt. Stimmberechtigt ist nur der im Besitz von 4 holländischen Morgen eingedeichter Fläche befindliche Beerbte, und jeder derselben, auch wenn sein Besitz erheblich gröfser ist, hat nur eine Stimme. Dagegen werden aus der Zahl der gröfsten Besitzer, den Meistbeerbten noch je zwei bis vier Deputirte gewählt, welche das, was auf den Erbentagen nicht mehr zur Entscheidung gelangen kann, zu erledigen, sowie auch die Schaurechnungen abzunehmen und ihre Richtigkeit zu attestiren haben. Beitragspflichtig sind alle im Schutz der Deiche belegenen Terrains, mit Ausnahme der Kirchhöfe, öffentlichen Wege und Gräben, doch wird dem Deichstuhl in zweifelhaften Fällen die Entscheidung über die Beitragspflichtigkeit überlassen, und bestimmt, dafs der Beitrag auf Grund des Deichkatasters nach der Morgenzahl repartirt werden soll. Die ältere Vorschrift, wonach jeder Beerbte eine gewisse Deichstrecke selbst zu unterhalten hatte, wird aufgehoben, und die Anlage sowie die Unterhaltung der gesammten Deiche jeder Schau für eine gemeinsame Pflicht erklärt. Alljährlich findet in jeder Schau im Frühjahr und im Herbst je eine Deichbereisung unter Leitung des Ober-Deichinspectors, sowie nach der Frühjahrsbereisung ein Erbentag statt, auf welchem alle Schauangelegenheiten unter Vorsitz eines Commissars der Kriegs- und Domainenkammer verhandelt und die der Bestätigung der letzteren unterliegenden Beschlüsse nach Stimmenmehrheit durch die Beerbten gefafst werden.

Es folgen detaillirte Bestimmungen über den Bau und die Unterhaltung der Bann- und Sommerdeiche, die Vertheidigung derselben bei Hochwasser und Eisgang, die Schleusen, Wasserleitungen und Gräben, ferner über die Ent- und Bewässerungen der eingedeichten Ländereien und Vorländer, sowie endlich auch über das Strafverfahren und die Strafen. Letztere werden bis zum Betrage von 20 Thaler vom Deichstuhl festgesetzt, bei höheren Strafen oder Gefängnifs bedarf es der vorherigen Genehmigung der Kriegs- und Domainenkammer, bei poena corporis afflictiva oder dergleichen Leibesstrafen und bei Festungsarbeit eines Urtheils des Criminalgerichts.

Im Wesentlichen wird in der Deichordnung das Princip der Selbstverwaltung durchgeführt. Hat diese nun auch im Rahmen der einzelnen Schau manche Vorzüge, so sind doch

Digitized by Google

erhebliche Nachtheile nicht zu verkennen. Besonders macht sich der Mangel an Gemeinsamkeit unter den eigentlich zusammengehörigen Schauen geltend, indem jede einzelne in erster Linie nur ihre speciellen Interessen verfolgt, das Wohl der benachbarten Schauen aber weniger berücksichtigt. Dem hat nun zwar die Oberaufsichtsbehörde nach Kräften entgegenzuwirken gesucht; die ihr zur Verfügung stehenden Organe reichten jedoch zur wirksamen einheitlichen Leitung nicht aus. Namentlich war es ein Nachtheil, dafs ein Ober-Deichinspector nicht ernannt, die Function desselben vielmehr (als Nebenamt) den Wasser-Bauinspectoren der betreffenden Rheinstromstrecke übertragen wurde. Da aber eine Entlastung dieser Beamten in ihrem früheren Wirkungskreise nicht erfolgte, wurden sie derartig mit Geschäften überbürdet, dafs sie die ihnen nach dem Deichreglement zukommenden Pflichten als Ober-Deichinspectoren zu erfüllen gar nicht im Stande waren, und doch sollten sie die Seele des gesammten Deichwesens sein. Hierbei fehlte aber auch die nothwendige Einheit, da die Deichgeschäfte nicht einem, sondern mehreren Technikern anvertraut waren. Die dieserhalb von den Betreffenden wiederholt erhobenen Klagen sind neuerdings durch die Ernennung eines Ober-Deichinspectors beseitigt worden, so dafs nunmehr die einheitliche technische Leitung der Deichverwaltung im Regierungsbezirk Düsseldorf unter Oberaufsicht der Regierung in einer Hand vereinigt ist, eine Anordnung, welche zur Förderung des Deichwesens wesentlich beitragen wird.

Das Clever Deichschaureglement von 1767 bezieht sich nur auf die sogenannten Clever Deiche. Für die im früheren Fürstenthum Meurs bestehenden galt zunächst das Deichschau- und Grabenreglement vom 17. Juli 1742, welchem bald dasjenige vom 18. Januar 1757 und die noch heute gültige Deichschau-, Graben- und Schleusenordnung im Fürstenthum Meurs vom 16. April 1769 folgte. Letztere stimmt im Wesentlichen mit dem Clever Reglement von 1767 überein, weicht aber dadurch ab, dafs es das Princip vertritt, die kleineren Deichverbände in solche gröfsere Schauen zu vereinigen, welche bei einem etwaigen Deichdurchbruche gemeinsam der Ueberschwemmung unterliegen. Demgemäfs werden für 23 Dörfer und Bauerschaften, die bisher getrennte Schaudistricte gebildet hatten, nur 4 Deichschauen constituirt, und diese liegen auf der linken Rheinuferstrecke von oberhalb Homberg bis Rheinberg.

An dieser Stelle sind sodann die aus der Zeit der französischen Herrschaft über die Lande am Niederrhein (1811 bis 1813) von Napoleon I. erlassenen Gesetze — das Polizeireglement der Polder vom 16. December 1811, das Reglement der öffentlichen Verwaltung der Polder vom 28. December 1811 und das Decret über die Organisation der Deichschauen zwischen Neufs und Rheinberg vom 22. Januar 1813 zu erwähnen. Die letzteren verordnen ebenfalls Polder-Associationen für die zu einem gemeinsamen Deichsystem gehörenden Deichschauen. Das Decret von 1813 wurde seitens der preufsischen Regierung durch die Verordnung über die Organisation der neuen Deichschauen auf dem linken Rheinufer abwärts von Neufs vom 7. Mai 1838 aufgehoben. Diese Verordnung erstreckt sich über die Deiche bis Rheinberg. Die hier in Betracht kommenden 6 gröfseren Deichschauen werden in einen Schaubezirk vereinigt. Die Oberaufsichtsbehörde ist die Königliche Regierung zu Düsseldorf, welche sich gewisse Rechte, namentlich aber die Entscheidung in allen technischen Fragen, vorbehaltlich des statthaften Recurses an die Ministerial-Instanz, ausbedingt, im Uebrigen jedoch die Deichverwaltungen für unabhängige Behörden in ihrem Ressort erklärt. An Stelle des Deichstuhls tritt für jede Schau eine von den Beerbten zu wählende und der Bestätigung der Regierung unterliegende Deichdirection, welche aus dem Deichgräfen, 2 Deputirten und 3 bis 7 Heimräthen besteht. Die Deichdirection ernennt den Rendanten, den Deichschreiber, sowie die Damm- und Schleusenwärter. Stimmberechtigt sind nur diejenigen Beerbten, deren beitragspflichtiger Katastral-Reinertrag 20 Thaler oder mehr beträgt. Die Gesammtkosten der zur ersten Anlage oder normalen Herstellung der Deiche erforderlichen Leistungen fallen dem gesammten Schaubezirk zu, demnächst aber unterhält jede einzelne Schau nur ihre eigenen Deichanlagen.

Dieser Verordnung folgte sodann, nachdem sich inzwischen sowohl am Rhein als auch an anderen preufsischen Flüssen immer mehr neue Deichverbände gebildet und diese eine weitere Vermehrung der Landes- und Specialgesetze veranlafst hatten, das für alle Theile der preufsischen Monarchie einheitliche Gesetz über das Deichwesen vom 28. Januar 1848. Dasselbe hebt die Bestimmungen des Allgemeinen Landrechts Th. II, Tit. 15, §§. 63 bis 65, nicht aber die schon vorhandenen Deichordnungen und Statuten auf, behält für diese vielmehr erforderlichen Falls nur eine Revision vor. Nach diesem Gesetz sowohl als nach dem Allerhöchsten Erlafs vom 14. November 1853, betreffend die allgemeinen Bestimmungen für zukünftig zu erlassende Deichstatuten, sind inzwischen bis in die Neuzeit hinein am Niederrhein ebenfalls neue Deichverbände constituirt, hierbei in der Regel aber auch die Bestimmungen des Clever Deichreglements von 1767 zu Grunde gelegt worden. Endlich kommen am Niederrhein noch besondere Gesetze und Conventionen zwischen Preufsen und Holland bezüglich der an der Landesgrenze belegenen und solcher Deichschauen in Betracht, welche theils auf preufsischem, theils auf niederländischem Gebiet liegen und von beiden Staaten gemeinschaftlich verwaltet werden. Auf dem rechten Ufer durchschneidet die Landesgrenze das Flufsthal in seiner Längenaxe auf etwa 16 km Länge, es schützen daher die dort vorhandenen rechtsseitigen preufsischen Deiche auch ausgedehnte Flächen holländischen Gebiets, und es ist auch die Entwässerung des Binnenlandes zum Theil gemeinschaftlich, während auf dem linken Ufer die unterste Deichschau von dem Grundbesitz beider Staaten gebildet ist. Hervorzuheben ist der Grenztractat vom 7. October 1816, die Convention vom 5. Juni 1821 und die Cabinetsordre vom 10. Juni 1854, welche letzteren die obengenannten französischen Reglements von 1811, mit Ausnahme einiger Bestimmungen, in Kraft lassen.

So ist denn für die Deiche am Niederrhein zur Zeit noch eine grofse Zahl von Gesetzen gültig, welche indessen, da die wesentlichsten Bestimmungen aus alter Zeit stammen, den heutigen Verhältnissen, zum Theil wenigstens, nicht mehr entsprechen. Demgemäfs macht sich denn auch das Bedürfnifs zu einer, auf Revision und Zusammenfassung des vorhandenen Materials basirenden, einheitlichen Gesetzgebung für die gesammten Deichverbände, deren Zahl im Regierungsbezirk Düsseldorf gegenwärtig 69 beträgt, geltend.

Digitized by Google

Die neue Gesetzgebung würde namentlich auf Bildung gröfserer Deichbezirke durch Vereinigung der nach Localität und Gemeinschaftlichkeit der Interessen zusammengehörigen Deichschauen, sowie auf Vereinfachung der jetzt vielgliederigen Verwaltungsapparate hinzuwirken haben. Die Weiterentwickelung des Deichwesens liegt nicht nur im Interesse der Eingedeichten, sondern auch in dem des Staats, welcher solches übrigens schon von jeher theils durch Bewilligung namhafter Geldunterstützungen, theils durch Ueberlassung unverzinslicher Darlehen an die Deichschauen in reichem Maafse bethätigt hat.

Von den zur Zeit am Niederrhein vorhandenen Deichverbänden gehörten bis vor Kurzem 22 zur Wasserbauinspection Düsseldorf und 47 zu derjenigen von Wesel. Nur die letzteren sollen nachfolgend speciell erörtert werden.

II. Anordnung und Construction der Deichanlagen.

1. Deiche.

a. Situation.

Die Situation der Deiche und Polder im Allgemeinen erhellt aus der bildlichen Darstellung auf Blatt K. Der Deutlichkeit halber sind im Plan nur die Bann- und Sommerdeiche mit ihren Schleusen, der Rheinstrom und die Wasserläufe des Inundationsgebiets, die Eisenbahnen, Chausseen und Wege, die hochwasserfreien Terrains, sowie die Grenzen der Deichschauen und die der preufsisch-niederländischen Landesgebiete eingetragen. Soweit die Deichschauen bisher zur Wasserbauinspection Wesel gehörten, haben sie auf dem Plan eine Bezeichnung mit römischen Zahlen erhalten. Die übrigen auf dem linken Ufer oberhalb Xanten waren der Wasserbauinspection Düsseldorf überwiesen, weil sie mit den noch weiter aufwärts belegenen, im Plane nicht mehr aufgenommenen Schauen bei etwaigen Deichdurchbrüchen der gemeinschaftlichen Ueberfluthung ausgesetzt und auch auf eine gemeinsame Entwässerung angewiesen sind.

Oberhalb Wesel sind auf dem rechten Ufer nur vereinzelte, relativ kurze, theils als Flügel-, theils als Sommerdeiche ausgebaute Deichstrecken vorhanden. Der Zweck der dortigen Flügeldeiche besteht nur darin, die Strömung des Hochwassers von einzelnen, besonders exponirten Terrains der Polder abzuhalten, während die Sommerdeiche lediglich gegen die gewöhnlichen Sommerfluthen schützen sollen. Bei Hochwasser werden somit diese Polder theils durch Rückstau, theils direct überfluthet, in Folge dessen entwickelt sich an den als Banndeichen ausgebauten Flügeldeichen nur eine relativ geringe Höhendifferenz zwischen dem Wasserspiegel des Stromes und dem des überflutheten Binnenlandes. Diese Deiche haben daher nur einem mäfsigen einseitigen Wasserdruck zu widerstehen und sind in Folge dessen der Gefahr des Durchbruchs in geringerem Grade ausgesetzt, als die durchweg geschlossenen Banndeiche. Bei dieser Anordnung vermögen auch die Hochfluthen ihre Schlicktheile in den Poldern abzulagern und deren Fruchtbarkeit zu vermehren.

Erst von unterhalb Xanten ab bis zur niederländischen Grenze ist das Binnenland durch geschlossene Banndeiche auf beiden Ufern gegen Eisgang und Hochwasser gesichert, während das oft sehr breite Vorland durch die vorhandenen Sommerdeiche nur Schutz gegen Sommerfluthen erhält. In den Banndeichen zeigt sich auf dem rechten Ufer bei der Stadt Emmerich und unterhalb bei Lobith an dem dortigen, später zu erörternden Ueberfall, sowie auf dem linken Ufer zwischen Grieth und Calcar je eine Lücke, von denen die letztere jedoch durch Sommerdeiche geschlossen ist, die in Emmerich aber bei Hochwasser durch provisorische Stauvorrichtungen abgeschlossen werden kann.

In Folge der ganz regellosen Lage der Banndeiche ist die Hochwasserprofilbreite des Rheins eine sehr verschiedene; auf einzelnen Strecken beträgt sie nur 1100 m, auf anderen dagegen 6900 m, wobei sich denn oft schroffe Uebergänge zeigen. Es erklärt sich diese Unregelmäfsigkeit sowohl aus den Nebenläufen und Altwassern des Rheins, als auch aus der Entstehungsart der Banndeiche. Zu ersteren gehören auf dem linken Ufer das frühere Rheinbett, die jetzige von den atmosphärischen Niederschlägen der Höhen bei Calcar gespeiste und dem Rückstau des Rheins ausgesetzte Kalflake, in welche sich bei Hochwasser auch das oberhalb gelegene Fulxgatt ergiefst, sowie der an der Vereinigung dieser beiden Wasserläufe beginnende und am Vofsengatt, gegenüber Neu-Lobith in den Rheinstrom am sog. Byland'schen Canal mündende alte Rhein, auf dem rechten Ufer aber die alten Rheinarme bei Bislich, Haffen, Grietherbusch, Lobith und die alte Waal bei Neu-Lobith. Da diese durch häufige Verlegung des Rheinbettes in früheren Zeiten entstandenen Wasserläufe nur mittelst kostspieliger Deich- und Schleusenanlagen dem Binnenlande überwiesen werden konnten, überliefs man sie zunächst dem Vorlande, legte aber auch die Banndeiche anfangs nur als Flügeldeiche zum Schutz vorzugsweise bedrohter Terrains, selbstverständlich ohne einheitlichen Plan, vielmehr lediglich nach dem augenblicklichen dringendsten Bedürfnifs an. Demgemäfs finden sich die Banndeiche denn auch in den Concaven des Rheins meist in unmittelbarer Nähe des gewöhnlichen Flufsbetts vor, während sie in den bei Hochwasser einer heftigen Strömung ausgesetzten Convexen gewöhnlich weit zurücktreten. Indem man dann zur späteren Verbindung je zweier benachbarten Deichstrecken die möglichst kürzeste oder doch diejenige Linie wählte, welche die billigste Herstellung der Deiche gestattete, entstanden die jetzt noch vorhandenen Unregelmäfsigkeiten, zu denen auch noch die auf den ersten Blick oft nicht motivirt erscheinenden scharfen Buchten in später Zeit hinzutreten. Sie entstanden indessen, wie sich aus den bald im Binnen- bald im Vorlande zum Theil noch erhaltenen Wasserbecken — den sogenannten Wayen — ergiebt, als Folge der zahlreichen Deichdurchbrüche, bei deren Verschlufs man der Kostenersparnifs wegen die tiefen Kolke umging. Von den Deichdurchbrüchen soll später (sub 3) näher die Rede sein, es möge jedoch schon hier bemerkt werden, dafs sie gröfstentheils den Deichanlagen selbst zuzuschreiben sind.

Aufser den genannten Wasserläufen treten auch im jetzigen Binnenland noch gröfsere Wasserflächen als Ueberreste älterer Flufsbetten des Rheins auf; so die lange Way, die Kerken und die lange Renne, das Hagener, schmale und Millinger Meer auf dem rechten und das Meer bei Boetzelaar, die Wasserbecken bei Rindern und das Wyler Meer auf dem linken Ufer. Sie bilden in der Jetztzeit die Sam-

Digitized by Google

melbassins für die Binnenwassermassen, welche durch ein ausgedehntes Netz von gröfseren und kleineren Gräben dorthin geleitet und von hier ab durch Auslafsschleusen in den Banndeichen nach dem Rhein abgeführt werden. Da dies aber nur bei niedrigen Rheinwasserständen erfolgen kann, leiden die Polder hinter den Banndeichen oft monatelang durch das nicht abführbare, sogenannte magere Binnenwasser, welches nach Anfüllung der Binnenmeere die Terrains überfluthet. Man bezeichnet diese Wassermassen hier stets mit Quellwasser, sie entstehen jedoch nicht nur durch Filtration vom Rhein aus, sondern auch durch die atmosphärischen Niederschläge, welche das Deichgebiet und die angrenzenden Höhen im Binnenlande treffen.

Ungleich günstiger sind in dieser Beziehung die Sommerpolder situirt. Bei ihrer höheren Lage erfolgt ihre Entwässerung nicht nur schneller, sondern es wird ihnen auch durch die in den Sommerdeichen vorhandenen Ueberläufe — niedrige Deichstrecken mit sehr flachen Seitenböschungen — und Einlafsschleusen, sowie durch Ueberfluthung zur Winterszeit das sog. fette Rheinwasser direct und in grofser Menge zugeführt, in Folge dessen sie alljährlich mit Düngstoffen versehen werden und in ihrer Erhöbung stetig vorschreiten. Sie leiden demgemäfs viel weniger durch Quellwasser, als die Banndeichpolder, und haben in der Regel nur dann Nachtheile von der Ueberfluthung, wenn der Rheinwasserstand lange Zeit hindurch ein so hoher bleibt, dafs die Entwässerung behindert wird. Zeitweise lagert sich auch an einzelnen Stellen Sand ab, es geschieht dies aber doch nur in geringem Umfange und meist nur in der Nähe der Ueberläufe und Einlafsschleusen.

Für die Situation der Sommerdeiche am Niederrhein war die Lage der Banndeiche und der oben erwähnten Nebenläufe und Altwasser im Vorlande der Banndeiche bestimmend. Im Allgemeinen haben sie eine regelmäfsigere Gestaltung, welche indessen ebenfalls im Laufe der Zeit durch vielfache Durchbrüche beeinträchtigt worden ist. Da die Sommerdeiche zunächst nur nothdürftig angelegt waren und dem Ueberlauf des Hochwassers nicht zu widerstehen vermochten, so traten Deichdurchbrüche in früherer Zeit sehr häufig ein, kommen aber in Folge der stetigen Verstärkung der Deiche, sowie in Folge der Vermehrung der Ueberläufe und Einlafsschleusen jetzt seltener vor. Mit Rücksicht auf die Ueberfluthung und Strömung zur Zeit des Hochwassers werden die Terrains der Sommerpolder gegenwärtig vorzugsweise als Wiesen oder sog. Weiden cultivirt und die noch vorhandenen Ackerländereien immer mehr zu Weiden umgewandelt. Letztere liefern auch für die Viehzucht und den Molkereibetrieb hier höhere Erträge als Ackerländereien, auf welchen übrigens Wintergetreide nur wenig, sondern meist Sommergetreide gebaut wird.

Bei Betrachtung der Situation der Deiche und Polder im Speciellen treten auf dem Plan verschiedene Gruppen von Deichschauen hervor, welche auf gemeinsamen Schutz und gemeinsame Entwässerung angewiesen sind und so zusammen gehören, dafs eine Vereinigung derselben zu gröfseren Schaubezirken für die Folge anzustreben sein wird.

Auf dem linken Rheinufer ist dies zunächst die Deichschaugruppe von Xanten bis unterhalb Grieth mit den Deichschauen Xanten-Wardt bis Beylerward (I bis XII des Plans), sodann die Gruppe der Sommerpolder Emmericher Eyland bis Salmorth (XIII bis XVI) und endlich diejenige, deren Deichschauen von der hinter den Banndeichen belegenen Niederung von Calcar bis zur niederländischen Grenze (XVII bis XXV) gebildet werden.

Das zur ersten Gruppe gehörige Binnenland wird sowohl an der Westseite, als auch nördlich, dem Rhein entlang durch einen geschlossenen Banndeich, östlich von unterhalb Grieth bis Calcar aber durch zusammenhängende Sommerdeiche begrenzt und lehnt sich südlich an hochwasserfreie Terrains. Die erwähnten Sommerdeiche ziehen sich längs dem Fulxgatt und der Kalflake hin und werden bei Hochwasser überfluthet. Es sind die untersten Polder sonach nur Sommerpolder und es haben auch die weiter aufwärts belegenen, soweit der Rückstau hinaufreicht, noch diese Eigenschaft. Diese Anordnung gewährt nun zwar der untersten Deichschau Beylerward (XII) den grofsen Vortheil, dafs sie der Strömung der Hochfluth entzogen ist, dabei aber beim Ueberlaufen der Deiche nur fettes Rheinwasser erhält. Den oberen Deichschauen erwächst dagegen der Nachtheil, dafs ihnen nur Wasser, welches seine Schlicktheile bereits mehr oder weniger abgelagert hat, zufliefst, und es nimmt dieser Nachtheil um so mehr zu, je weiter die Deichschauen vom Fulxgatt entfernt liegen. Aus diesem Grunde erstreben die oberen Deichschauen eine möglichst hohe Lage des Quersommerdeichs Grieth-Wissel-Calcar, welcher zur Zeit die Beylerward'schen Sommerdeiche an Höhe überragt, während die zunächst oberhalb des Querdeichs belegenen Deichschauen VII bis X für Erniedrigung dieser Deichstrecke sind, weil sie alsdann fast gleichzeitig mit der Deichschau Beylerward überfluthet und fetteres Rheinwasser als jetzt erhalten würden. Die Erniedrigung des Querdeichs bietet aber auch noch für den Fall eines Durchbruchs in den Banndeichen oberhalb den Vortheil, dafs die an der Durchbruchstelle eindringenden Wassermassen unterhalb schneller Abflufs finden können als jetzt, wo die zeitige Deichhöhe den Abflufs behindern und eine nachtheilige hohe Anstauung des Wassers daselbst zur Folge haben würde. Die Differenzen über diesen Punkt haben schon seit langer Zeit zu vielen Beschwerden und Streitigkeiten unter den betreffenden Deichschauen Veranlassung gegeben, und es hat sich jede einzelne Deichschau durch Anlage der aus dem Plane ersichtlichen kleineren Querdeiche von verschiedener Höhe möglichst gegen die Nachtheile zu schützen gesucht. Neuerdings ist übrigens die Höhe der Deiche für die Strecke Grieth-Wissel-Calcar von der Oberaufsichtsbehörde speciell festgesetzt worden.

Einen ferneren Streitpunkt bildet der Umstand, dafs einzelne Deichschauen zur Unterhaltung von solchen Deichstrecken verpflichtet sind, die aufserhalb der Schaugrenzen liegen. So hat die Deichschau Xanten-Wardt (I) eine Strecke des die Deichschau Vynen-Obermörmter (II) begrenzenden Deichs noch jetzt zu unterhalten, nachdem sie vor Jahren vergeblich den Rechtsweg gegen diese Verpflichtung beschritten hatte. Derartig jetzt anscheinend ungerechtfertigte Verpflichtungen beruhen auf alten Vereinbarungen, die zwar nicht mehr nachweisbar, aber thatsächlich im Gebrauch sind und sich daher nur im Wege des Vergleichs berichtigen lassen. Dafs aber die Deichschaugrenze nicht maafsgebend ist für die Unterhaltungspflicht, ergiebt sich schon aus den Verhältnissen der Deichschau Appeldorn (IV), welche überhaupt

Digitized by Google

nicht am Banndeich, sondern von diesem entfernt liegt und auch eine Banndeichstrecke zu unterhalten hat.

Die Entwässerung der in dieser Gruppe zusammengefafsten Deichschauen erfolgt bei entsprechend niedrigen Rheinwasserständen durch die in den Bann- und Sommerdeichen vorhandenen Auslafsschleusen nach dem Rhein, dem Fulxgatt und der Kalflake. Sobald aber das Binnenwasser niedriger steht und die Schleusen geschlossen sind, nimmt es seinen Ablauf durch die Vynensche Ley nach dem Meer bei Boetzelaar und von hier nach der Kalflake bei Calcar, aber auch nur so lange, als der Rückstau in letzterer vom Rhein bei Emmerich aus solches gestattet. Bei hohen Rheinwasserständen ist eine Binnenentwässerung nicht vorhanden, und stehen dann die Deichschauen mehr oder weniger unter Wasser.

Die zweite Gruppe der Deichschauen besitzt die fruchtbarsten und blühendsten Polder am Niederrhein. Es sind nur Sommerpolder (XIII bis XVI), welche theils vom Rhein, theils von den Altwassern im Vorlande umschlossen, alljährlich mehr oder weniger vom Hochwasser überfluthet und reichlich mit Rheinschlick gedüngt werden. Die Wohn- und Wirthschaftsgebäude daselbst liegen meist so hoch, dafs der Hochwasserstand, wenn auch lästig, so doch ungefährlich bleibt. Das Vieh wird während des Hochwassers auf erhöhte Böden gestellt, die Wohnräume liegen aber hochwasserfrei. In neuerer Zeit sind in einzelnen dieser Sommerpolder, welche übrigens sämmtlich Ueberläufe besitzen, noch Einlafsschleusen mit niedrig belegenen Drempeln angelegt und die Auslafsschleusen zum Theil noch mit solchen Verschlufsvorrichtungen versehen, dafs sie sich auch zur Bewässerung verwenden lassen. Auf diese Weise kann das fette Rheinwasser selbst bei solchen Winterwasserständen, bei denen die Ueberläufe noch nicht functioniren, in die Polder eingelassen werden. Die Entwässerung der Polder ist ebenfalls von den Rheinwasserständen abhängig, bei der relativ hohen Lage der Polder aber und bei vorzugsweiser Verwendung derselben zu Viehweiden ist das Binnenwasser weniger nachtheilig als in den Banndeichpoldern.

Zur dritten Deichschaugruppe zählen die Deichschauen Patersdeich bis Querdamm Zyfflich Wyler (XVII bis XXV), wobei zu bemerken ist, dafs die Deichschau Düffelt (XXII) von der preufsisch niederländischen Landesgrenze durchschnitten und von beiden Staaten gemeinschaftlich verwaltet wird. Sämmtliche Deichschauen tragen zur Unterhaltung des oberen Querdammes bei Calcar und des unteren bei Wyler bei, da der erstere die Niederung gegen das Eindringen des Hochwassers daselbst, der letztere aber sie gegen Rückstau aus den unterhalb liegenden niederländischen Poldern schützt, welche zur Hochwasserzeit durch die Waal überfluthet werden. Für den Querdamm Wyler (XXV), dessen Anlage in Folge Abtragung niederländischer Deiche unterhalb nothwendig wurde, ist sogar 1854 eine besondere Deichschau gebildet, zu der auch holländische Staatsangehörige gehören. Der Querdamm Wyler liegt mit seiner Krone über dem höchsten Rückstauwasser, aber niedriger, als der benachbarte Banndeich, und ist auch auf 376 m Länge mit einem um $0_{,40}$ m tiefer liegenden Ueberfall versehen, um bei etwaigen Durchbrüchen der Banndeiche oberhalb einen schnelleren Abflufs zu gestatten und eine zu hohe Ueberfluthung der zunächst oberhalb an den Querdamm angrenzenden Binnenländereien zu verhüten. Bei hohem Rückstauwasser wird der Ueberlauf durch besondere Vorrichtungen (cfr. II, 2 c.) erhöht.

Aufser den vorerwähnten Deichen, welche die Deichschauen der dritten Gruppe gegen die Fluthen des Rheins und der Waal schützen, sind im Binnenlande noch verschiedene kleinere Deiche bei Till-Mailand (XIX), Rindern (XXI) und Cranenburg (XXIII) vorhanden. Es sind dies keine eigentlichen Sommerdeiche, sondern nur Schutzdeiche, durch welche theils einzelne Terrains, theils auch ganze Deichschauen gegen das Binnenwasser geschützt werden. Sie stammen aus älterer Zeit und mögen in gröfserer Höhe und Stärke theilweise vielleicht schon vor Anlage der jetzigen Banndeiche bestanden haben, sind aber nach Erbauung der letzteren wohl deshalb nicht völlig beseitigt worden, weil sie auch dann noch für einzelne der eingedeichten Terrains zur Sicherung gegen Binnenwasser vortheilhaft waren. In dieser Beziehung ist namentlich der sich von Cleve über Rindern nach dem Banndeich erstreckende, zur Deichschau Rindern (XXI) gehörige, die Niederung durchziehende und diese in zwei Gebiete trennende Querdeich hervorzuheben. Derselbe bildete zur Römerzeit, als der Rhein noch hart an Cleve vorbeiflofs, die Heerstrafse und ist wahrscheinlich schon damals als Schutzwehr gegen Hochwasser verwendet worden. Später, nachdem sich das Rheinbett weiter nördlich verlegt hatte, entstand als eine der bekannten ältesten Deichschauen die von Cleverhamm (XX), in Folge dessen der Rindern'sche Deich nur als Rückstaudeich functionirte. Unterhalb der Deichschau Cleverhamm gab es damals noch keine Banndeiche, diese wurden vielmehr erst nachträglich angelegt. Von diesem Zeitpunkt ab war der Rindern'sche Deich in der früheren Höhe nicht mehr erforderlich. Lag nun auch dessen volle Abtragung im Interesse der oberhalb vorhandenen Deichschauen, welche dann in der Lage waren, ihr Quellwasser den unteren Deichschauen ungehindert zuzuführen, so hätten letztere aber hierdurch sehr erheblich geschädigt werden müssen. In Folge dessen werden dann wohl im Wege der Vereinbarung oder durch Entscheidung der Oberaufsichtsbehörde gewisse Festsetzungen bezüglich der Höhe des Rindern'schen Deiches und des in demselben angelegten Ueberlaufs — der sog. Rindern'schen Kahde — getroffen worden sein, welche jedoch nachweislich seit mehr als 200 Jahren bis in die neueste Zeit hinein zu Streitigkeiten, Prozessen und wiederholten Anträgen auf Aenderung des Bestehenden geführt haben. Die letzte Entscheidung der Oberaufsichtsbehörde datirt aus dem Jahre 1876. Danach ist die Krone des Rindern'schen Deiches auf + 14 m A. P., die Krone der Rindern'schen Kahde bei $94_{,16}$ m Breite auf $13_{,60}$ m A. P. fixirt worden, während das höchste Binnenwasser im März 1876 die Höhe von $13_{,645}$ m A. P. erreicht hat.

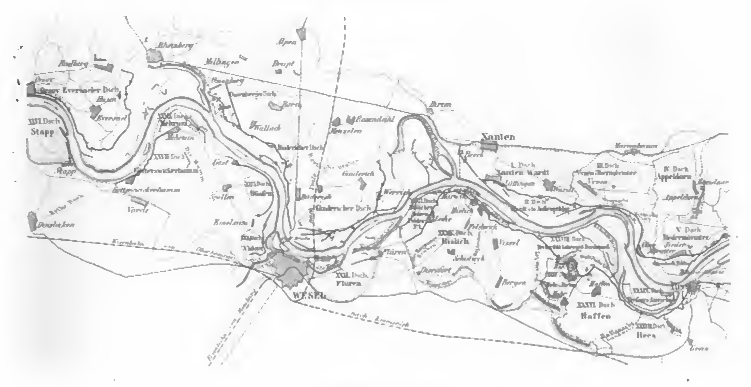
Diese Entscheidung stützt sich auf die Vereinbarungen im Jahre 1783 und auf einen, 1876 aufgefundenen Pegelstein, dessen Ort in einer zu den früheren Verhandlungen gehörigen älteren Karte angegeben und von dem gesagt war, dass er zur dauernden Fixirung der Höhe der Rindern'schen Kahde gesetzt worden sei. Es ist ein prismatisch behauener Werkstein von etwa $1_{,2}$ m Höhe und $0_{,40}$ m Seite, welcher auf festem gemauerten Fundament ruht und eine glatt behauene, in der Höhe von $13_{,515}$ m a. A. P. liegende

Digitized by Google

Die Deiche am Niederrhein.

Situation

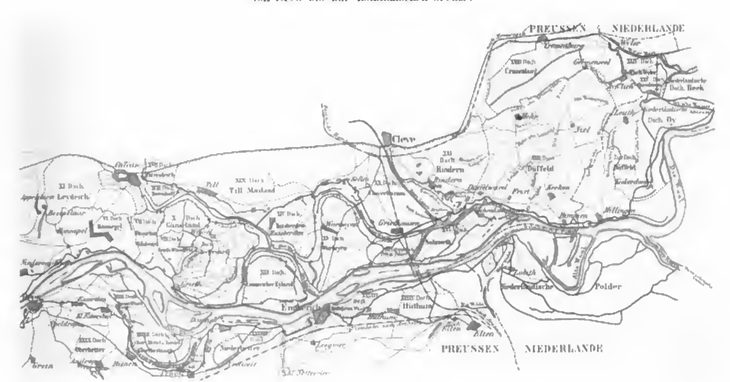
von oberhalb Wesel bis Rees.



Erklärung der Zeichen:

Banndeiche — Sommerdeiche — Wasserläufe — Schleusen
Deichschau Grenzen — Eisenbahnen — Chausseen — Wege
Hochwasserfreie Terrains — Landesgrenzen — Deichschau ist überall in Dsch. abgekürzt

von Rees bis zur holländischen Grenze.



Maafsstab 1:150000.

Digitized by Google

Oberfläche besitzt. Ein zweiter auf jener Karte ebenfalls eingetragener ähnlicher Pegelstein ist noch nicht aufgefunden, wahrscheinlich auch nicht mehr vorhanden, da die Localität auf einen in späterer Zeit erfolgten Durchbruch der Kahde daselbst und auf eine hierbei erfolgte Beseitigung des Steines schliefsen läfst.

Zur Entwässerung der in dieser Gruppe zusammengefafsten Deichschauen dient ebenfalls ein ausgedehntes Netz von Gräben und Wasserläufen, welche durch verschiedene Auslafsschleusen bei Calcar und Huisberden nach der Kalflake, am Spoy-Canal und unterhalb defselben nach der alten Waal am Vossengatt bezw. nach dem Rhein, sowie im Querdamm Wyler nach den niederländischen Poldern bezw. nach der Waal bei Nymwegen münden, sofern der Wasserstand des Rheinstroms solches gestattet. Andernfalls verbleiben die Tages- und Quellwassermassen im Binnenlande und schädigen dieses bei seiner, im Vergleich zum Vorlande niedrigen Lage derartig, dafs schon seit Jahren die Bildung eines Entwässerungs-Verbandes erstrebt wird, um durch Wasserschöpfmaschinen eine Beseitigung des Binnenwassers, gleichzeitig aber auch durch Einlafsschleusen eine Bewässerung der Niederung mit fettem Rheinwasser herbeizuführen. Ein volles Einverständnifs der betreffenden Deichschauen hat indessen bei der vielgliedrigen Verwaltung, bei der sich die Sonderinteressen des Einzelnen, welcher schon bei einem Besitz von 4 holländischen Morgen (rot. 4 ha) ebenso stimmberechtigt ist wie der Grofsgrundbesitzer, wesentlich geltend zu machen vermögen, noch nicht erzielt werden können.

Bemerkenswerth in dieser Gruppe ist noch der Spoy-Canal, eine schiffbare Wasserstrafse, welche die vormalige herzogliche Residenzstadt Cleve mit dem Rhein am Vossengatt verbindet und den Banndeich mittelst einer Kammerschleuse der Spoy-Schleuse durchbricht. Unweit derselben befindet sich das von Napoleon I. errichtete Denkmal der, durch die Goethe'sche Dichtung auch weiteren Kreisen bekannt gewordenen Johanna Sebus, die hier, als 1809 der Banndeich von den Rheinfluthen durchbrochen wurde, bei Rettung ihrer Angehörigen den Heldentod fand. Soweit der Spoy-Canal im Binnenlande liegt, besitzt er bei $7_{,5}$ m Sohlenbreite eine Tiefe von $2_{,04}$ m beim Normalwasserstande; im Vorlande jedoch, im sogenannten Untercanal, von der Spoy-Schleuse (cfr. 2 a.) bis zum Rhein, ist diese Minimal-Tiefe wegen der alljährlich dort eintretenden Versandungen nicht immer vorhanden und nur durch Baggerung zu erhalten.

Auf dem rechten Rheinufer handelt es sich, wenn von den oberhalb Wesel belegenen kleineren, wenig zusammenhängenden Deichschauen und von der ebenfalls nicht grofsen unterhalb Wesel vorhandenen Deichschau Flüren (XXXI) abgesehen wird, nur um zwei Gruppen, von denen die erste von den Banndeichen geschützt und von den Deichschauen Bislich bis Huthum (XXXIV bis XXXVII und XXXX, XXXXII bis XXXXV), die zweite aber von den Sommerpoldern Reeser Ward bis Grietherbusch-Praest (XXXXI, XXXXII und XXXXVII) gebildet wird.

Die erste Gruppe ist die weitaus bedeutendste. Ihre Banndeiche schützen nicht nur die preufsische, rechtsseitige Niederung, sondern auch ausgedehnte niederländische Gebietstheile. Bei einem Durchbruch der Banndeiche überschreitet nämlich — wie sich zuletzt noch 1855 gezeigt hat, — die Hochfluth die nur für niedrige Wasserstände vorhandene Wasserscheide zwischen dem Rhein und dem unteren Issel-Flufs, welcher dort nördlich vom Rhein, 10 bis 18 km weit entfernt und in annähernd paralleler Richtung zu demselben fliefst, bei Doesborg in Holland den von Drusus erbauten Canal, eine schiffbare Wasserstrafse, zur Verbindung zwischen dem Rhein und Arnheim und der holländischen Yssel bei Doesborg aufnimmt, demnächst aber über Zütphen nach Kampen abfliefst und dort in die Zuider-See einmündet. Die Hochfluth ergiefst sich daher in derartigen Fällen in das niedrig gelegene Issel-Thal und überschwemmt eine grofse Zahl der dort belegenen Städte und Ortschaften. Aus diesem Grunde hat sich Holland nicht nur bei der Anlage und Unterhaltung einzelner preufsischer Deichstrecken betheiligt, sondern es bestehen auch bezüglich der Entwässerung gemeinschaftliche Conventionen zwischen Preufsen und den Niederlanden. Auch hat sich, da die Banndeiche in früheren Zeiten bei Eisgang und Hochwasser, wie die zahlreichen Wayen noch heute bekunden, häufig, namentlich aber in der Deichschau Reh und Renn (XXXV) durchbrochen worden sind, für letztere eine besondere sog. „combinirte" Deichschau gebildet, deren Verwaltung durch die Deichstühle sämmtlicher Deichschauen dieser Gruppe ausgeübt wird. Ihr liegt die Unterhaltung der Banndeiche Reh und Renn und die Aufsicht über die Hauptentwässerungsanlagen ob.

Die im Binnenlande vorhandenen Wayen sind meist mit sogenannten Beringen oder Quelldämmen umgeben, welche bei nur geringer Stärke die Höhe des höchsten Binnenwasserstandes überragen, um ein Ueberlaufen zu verhindern. Ohne diese Quelldämme würden in die Niederung, wegen stetiger unterirdischer Communication der Wayen mit dem Rhein, erhebliche Wassermassen eindringen, was sich schon daraus ergiebt, dafs in den Wayen zur Hochwasserzeit ein höherer Wasserstand vorhanden ist, als im übrigen Binnenland.

Der beiden im Banndeich vorhandenen Lücken geschah schon oben Erwähnung. Diejenige von Emmerich ist von keiner grofsen Bedeutung, weil sie im Falle der Hochfluth durch provisorische Abschlufs-Vorrichtungen in den Strafsen der Stadt Emmerich geschlossen wird; diejenige aber an der sogen. Lobither Kribbe — einem Ueberlauf im Banndeich — schädigt aufser einzelnen Binnenländereien der Deichschau Hüthum (XXXXV) ganz besonders die unterhalb belegenen holländischen Gebietstheile. Seit Alters her war es das stete Bestreben der Niederlande, diesen Ueberlauf zu beseitigen oder doch unschädlich zu machen, während Preussen mit Rücksicht auf den Abflufs des Hochwassers an den vereinbarten Ueberlauf festhält. Die Entstehung desselben fällt in den Anfang des vorigen Jahrhunderts. Bis dahin erfolgte die Theilung des Rheins in seine beiden Arme Waal und Rhein bei dem damals noch preufsischen Lobith. Der Rheinarm flofs über den Ort der jetzigen Lobither Kribbe und durch das jetzige alte Rheinbett in nördlicher Richtung, die Waal aber durch das Bett der jetzigen alten Waal ab. Letztere wurde durch den Byland'schen Canal durchstochen und unterhalb des Durchstichs im Jahre 1702 durch den Pannerden'schen Canal mit dem Rheinarm verbunden. Auf diese Weise lag nunmehr die Stromtheilung auf holländischem Gebiet und zwar dort, wo sich der jetzige Pannerden'sche

Digitized by Google

Canal von der jetzigen Waal abzweigt. Die Wassermassen des ungetheilten Stromes sollten zu $^2/_3$ der Waal verbleiben, zu $^1/_3$ aber dem Rhein durch den Pannerden'schen Canal zugeführt werden. Um letzteres zu erreichen und um zu verhindern, daſs dem Rhein bei hohem Wasserstande schon an der Lobither Kribbe Wasser entzogen werde, welches erst unterhalb des Pannerden'schen Canals bei Candia wieder in den Rhein gelangen konnte, sowie auch um die Niederungen am alten Rhein von Lobith bis Candia gegen Hochfluthen zu schützen, erstrebte man holländischerseits in erster Linie den gänzlichen Schluſs der durch die Lobither Kribbe gebildeten Banndeichslücke, ev. die Verlandung und Verengung des Ueberlaufs.

So lange indessen dieses Gebiet, speciell das des alten Rheinmundes zu Preuſsen gehörte, wachte dasselbe sorgsam darauf, daſs keine Veränderung vorgenommen wurde. Die oberhalb auf beiden Rheinufern belegenen preuſsischen Deichschauen fürchteten nämlich, und nicht mit Unrecht, daſs die Eisstopfungen, welche durch das unregelmäſsige, unterhalb Lobith plötzlich sich sehr erweiternde Hochwasserbett fast regelmäſsig bei jedem Eisgang eintraten, oberhalb der Stopfung bei geschlossenem oder verengtem Ueberlauf einen erheblichen Stau erzeugen und den Durchbruch ihrer Banndeiche veranlassen würden, während der offen gehaltene Ueberlauf diese Gefahr beseitigte. Zur Ausgleichung der Interessen beider Staaten wurde jedoch 1771 eine Convention geschlossen und diese auch in den späteren Grenzvertrag vom 7. October 1816 aufgenommen. Danach fiel das Terrain bei der Lobither Kribbe an die Niederlande, und es wurde festgesetzt, daſs für den Ueberlauf und das alte Rheinbett, soweit dieses das abgetretene Gebiet berührte, stets eine ungehinderte Abfluſsbreite von 90 Ruthen = 339 m und eine Höhe von 13 Fuſs = $4_{,08}$ m Arnheimer Pegel beibehalten werden solle. Diese Bestimmung gilt noch heute, die Bestrebungen der Holländer auf Schluſs bezw. Modification des Ueberlaufs sind aber noch nicht aufgegeben und erstrecken sich zur Zeit dahin, den Ueberlauf durch bewegliche, vor Eintritt des Hochwassers zu beseitigende Wehrconstructionen gegen Sommerfluthen zu schlieſsen. Dies liegt auch im Interesse eines Theils der preuſsischen Deichschau Hüthum. Sobald nämlich die Lobither Kribbe stark überläuft, dringt ein Theil der Wassermassen als Rückstau durch den alten Rhein und durch die in den dortigen beiden Eisenbahnen angelegten und überbrückten Fluthöffnungen in die Wilde bei Hoch-Elten und ergieſst sich, das Tiefland überschwemmend, in den oben schon erwähnten Issel-Fluſs, während der übrige Theil der Wassermassen, ebenso wie bei nur geringem Ueberlauf der Lobither Kribbe, durch den alten Rhein abflieſst und bei Candia unterhalb des Pannerden'schen Canals in den Rhein zurückgelangt. Zum Schutz gegen das Rückstauwasser sind im Binnenlande oberhalb der Kribbe zwei Querdeiche angelegt, von denen einer zur Deichschau Hüthum gehört.

Entwässert werden die Terrains der in Rede stehenden Deichschaugruppen bei entsprechendem Rheinwasserstande durch die in den Banndeichen vorhandenen vier Auslaſsschleusen, die Overkamp'sche bei Reh (XXXV), die bei Haffen (XXXVI), bei Bienen (XXXX) und die Löwenberger Schleuse oberhalb Emmerich. Zu diesen Schleusen führen ältere Wasserläufe, welche ein Netz von Schaugräben aufnehmen. Bei höheren Rheinwasserständen sammelt sich das Quellwasser zunächst an und flieſst, sobald es eine bestimmte, durch Ueberläufe und Schleusen in den Binnenquerdeichen der einzelnen Deichschauen normirte Höhe übersteigt, in der Richtung von Bislich nach Hüthum von Deichschau zu Deichschau nach dem sogenannten Wildcanal und durch diesen nach der vorerwähnten Wilde in den alten Rhein bei Hoch-Elten, demnächst aber bei Candia in den Rhein ab. Seit undenklichen Zeiten hat die Entwässerung, besonders die Anlage und Handhabung der Ueberläufe und Schleusen im Binnenlande, den Gegenstand von Reibungen und Beschwerden zwischen den einzelnen Deichschauen gebildet, wenn auch die Verhältnisse durch Vereinbarungen und Conventionen völlig geordnet sind. Bei länger anhaltenden höheren Rheinwasserständen genügt indessen die Entwässerung keineswegs, so daſs im Interesse der Deichschauen eine Verbesserung dringend nothwendig ist. Letztere hofft man durch die in neuester Zeit angestrebte Anlage eines Rhein-Issel-Canals, welcher eine schiffbare Verbindung des Rheins bei Rees mit der Issel bei Anholt herstellen soll und zur Entwässerung der Deichschauen sehr geeignet wäre, da der gewöhnliche Wasserstand der Issel bei Anholt ausreichend tief unter dem gewöhnlichen Wasserstand des Rheins bezw. unter den Terrains der Deichschauen liegt. Gelangt dieser Canal zur Ausführung, der als Glied einer internationalen Schifffahrtsstraſse vom Oberrhein nach Amsterdam für die Schifffahrts- und Handels-Interessen von groſser Bedeutung sein würde, dann könnte auch die Beseitigung der jetzt im Haupt-Entwässerungsgraben der Deichschauen vorhandenen Ueberfälle und Stauwerke erfolgen und dieser Graben mit gleichmäſsigem Gefälle meist direct in den Rhein-Issel-Canal entwässern. Näheres hierüber findet sich in der Schrift des Verfassers „Der Rhein-Issel-Canal (Wesel 1878, Kühler's Verlag).

Die zweite Deichschaugruppe umfaſst die Sommerpolder XXXXI, XXXXII und XXXXVII, welche um zwei im Vorlande des Banndeichs belegene alte Rheinarme gruppirt sind. Die Sommerdeiche liegen in verschiedener Höhe, woraus sich auch die verhältniſsmäſsig groſse Zahl der Deiche daselbst erklärt. Neuerdings (1877) hat sich noch die Deichschau Grietherbusch-Praester Auſsenpolder (XXXXVII) gebildet, deren Deichanlagen gegenwärtig im Bau, in den Plan (Bl. K) aber bereits aufgenommen sind. Es handelt sich dabei um die Anlage eines Sommerdeichs mit Schleusenanlage, und sollen hierdurch die am alten Rhein zwischen dem Banndeich und den vorhandenen Sommerdeichen belegenen Terrains geschützt werden. Es würde jedoch der Abschluſsdeich im alten Rhein in Verbindung mit den Sommerdeichen am gröſseren alten Rheinarm auch die gesammten dortigen Polder schützen und einen groſsen Theil der vorhandenen Deiche überflüssig machen können. Man hat sich indessen bis jetzt hierüber noch nicht zu einigen vermocht. Die auf dem Plan ersichtlichen Schleusen dienen, mit Ausnahme der obersten in der Deichschau Reeser Ward, welche in neuester Zeit als Einlaſsschleuse zur Bewässerung des Polders mit fettem Wasser angelegt worden ist, zur Entwässerung. Sie haben nur geringe Durchfluſsöffnungen, die Hauptentwässerungsschleuse bleibt für die Folge die im Abschluſsdamm im Bau begriffene, von welcher Zeichnung und Beschreibung nachfolgt.

Digitized by Google

Aufser den Deichschauen, welche bereits vorstehend erörtert sind, finden sich noch einige Sommerpolder (XXXII, XXXIII, XXXVIII, XXXIX und XXXXVI) vor, welche ohne inneren Zusammenhang für sich bestehen und von so geringer Bedeutung sind, dafs von näherer Erörterung derselben hier Abstand genommen werden kann.

(Schlufs folgt.)

Studien über die Gestaltung der Sandküsten und die Anlage der Seehäfen im Sandgebiet.

(Fortsetzung folgt.)

2. Capitel. Wirkung künstlicher Einbaue auf den Küstensaum.

§. 12. Zweck der künstlichen Einbaue.

Im vorigen Capitel wurde ausgeführt, dafs der sandige Küstensaum, welches auch der Ursprung seiner Bildungsmaterialien sein mag, im Allgemeinen in schlanken Curven regelmäfsig sich gestaltet, selbst wenn das Ufer zerrissen und in Inseln aufgelöst ist. Wo umgekehrt vor glatten Küsten die Peilungslinien Unregelmäfsigkeiten zeigen, mufs eine Unterbrechung der Sandwanderung vorhanden sein, entweder ein Vorsprung, durch welchen der Küstentrom abgelenkt wird, oder eine Uferlücke, die von den transportirten Sänden nicht ausgefüllt werden kann, weil eine locale Erosionsströmung stets von Neuem die begonnene Vorschiebung der Ablagerungen zerstört.

Der Zweck solcher künstlichen Vorsprünge ist entweder die Abhaltung gefährlicher Strömungen, oder die Ansammlung des vom Strande und dem höheren Lande abgebrochenen Sandes, oder der Schutz von Häfen. Anlagen erstgenannter Art benennt Hagen „Einbaue vor Aufsendeichen", die der zweiten Art „Einbaue vor dem Strand". Die dritte und wichtigste Gruppe nennt man allgemein „Hafendämme" oder „Molen". Die Einbaue vor Aufsendeichen in Verbindung mit Deckwerken werden nur dort errichtet, wo der Küstensaum in seiner regelmäfsigen Gestaltung bereits verschwunden ist, und grofse Tiefen bis dicht an das Land treten, hauptsächlich in der Nähe von Flufsmündungen. Einbaue vor dem Strand sollen die Ablagerung der vom höher gehenden Wellenschlag losgerissenen Materialien in den Zwischenräumen des Einbausystems dadurch ermöglichen, dafs sie die Kraft der Küstenströmung brechen und die Fortführung der gelockerten Geschiebe verhindern. Die Erhaltung des Vorstrandes ist von höchster Wichtigkeit für die Bildung der Vordüne, deren sorgfältige Erhaltung als bester Küstenschutz erscheint. Die Sturmfluth vom November 1872 lieferte an der deutschen Ostseeküse vielfache Beweise für den grofsen Nutzen der dort üblichen leicht gebauten Werke.[1]) Während der Fufs des Hochufers, bezw. der Vordünen überall vor dem Anprall der Wellen zurückwich, hat der Strand fast durchweg, und streckenweise sehr bedeutend, wo Einbaue die Anlandung der abgebrochenen Massen erleichterten, an Breite zugenommen. Man führt jedoch solche Anlagen nicht allein zur Gewinnung von Vorstrand, sondern zuweilen nur deshalb aus, um treibende Kiesmassen daran zu hindern, dafs sie in Hafenmündungen treten.[2]) Namentlich an den Ufern des Canals La Manche hat man, sowohl auf der französischen wie auf der englischen Seite, mehrfach dieses Mittel zu jenem Zwecke angewendet. Jeder derartige Einbau mufs früher oder später die Aufhöhung des Strandes bis zur Krone, welche nicht allzuhoch über denselben hervorragen darf, zur Folge haben. Das gleichmäfsige Vorschreiten des Ufers ist nur dadurch möglich, dafs stets ganze Systeme von Einbauen, welche sich alsdann in ihrer Wirkung gegenseitig unterstützen, in Anwendung kommen. Wenn dies nicht der Fall wäre, wenn nur ein einziger Einbau in den Strand vorgestreckt würde, so könnte nur eine locale Vorrückung desselben erfolgen, beiderseits mit flachen Concaven in die allgemeine Uferrichtung zurückgehend. In einiger Entfernung vom Einbau wird dagegen ein Angriff des Ufers stattfinden müssen durch die Widerströme, welche der Vorsprung veranlafst. Mit den Schutzmitteln gegen diesen Angriff in allzu grofse Nähe des Einbaues vorzugehen, würde die Vorrückung des Strandes beschleunigen.[1])

1) Baensch, Die Sturmfluth etc. Zeitschr. f. Bauwesen 1875.
2) Hagen, Seebau II. p. 66.

Die Hafendämme und Einfahrtsmolen sind derartige isolirte Einbaue, bei welchen freilich nur auf der dem Küstenstrom entgegen gerichteten Seite die Erscheinung zur ungestörten Ausbildung gelangt, während auf der stromab gelegenen die Einwirkung des Spülstroms wesentliche Modificationen verursacht. [2]) „Jeder unserer Hafendämme ist, wenn auch zu ganz anderem Zwecke erbaut, dennoch wesentlich nichts anderes als ein solcher buhnenartiger Einbau in die See, und jeder derselben wirkt auch als ein solcher. Der an der deutschen Ostseeküste von W. nach O. gerichteten Strömung entsprechen vollständig die Sandablagerungen zur Seite der Häfen. Vor Swinemünde, Colbergermünde, Rügenwaldermünde und Stolpmünde tritt der Strand auf der westlichen Seite bedeutend weiter vor als auf der östlichen. Bei Pillau giebt sich dieselbe Erscheinung zu erkennen." Diese Thatsache zeigt sich überall an sand- und kiesführenden Küsten in so gleichmäfsiger Weise, dafs es unnütz wäre, weitere Beispiele anzuführen. Man ist allenthalben, in Frankreich, England und Italien, wie in Deutschland zu der Ansicht gekommen, dafs eine Verlängerung der Hafendämme niemals von dauerndem Nutzen gegen die Nachtheile der Sandwanderung sein kann, dafs jede Vorschiebung eines Einbaues allmälig den Strand an dieser Stelle um eben so viel vorschiebt.

Auch da, wo man den Hafendamm bis in solche Tiefen vorgetrieben hat, welche aufserhalb der Wirkungssphäre der Küstenwanderung liegen, hat sich ein bleibender Gewinn nicht erzielen lassen. Der Admiralitäts-Pier in Dover z. B. wurde senkrecht zum Ufer bis zur 14 m-Linie vorgebaut, weil man annahm, dafs die von W. ankommenden Kiesmassen, welche sich stets am oberen Rande des Strandes halten, den Molenkopf, wenn er in diese Tiefe vorgestreckt wäre, nicht würden umwandern können. Bis zu etwa 10 Jahren nach Fertigstellung des Piers blieb auch wirklich die Westküste vollständig frei. [3]) „Jedoch sind diese günstigen Ergebnisse ganz aufsergewöhnlichen localen Verhältnissen allein zu ver-

1) Hagen, Seebau II. p. 370.
2) Hagen, Seebau II. p. 74.
3) Voisin-Bey, Les Ports de mer p. 66.

Digitized by Google

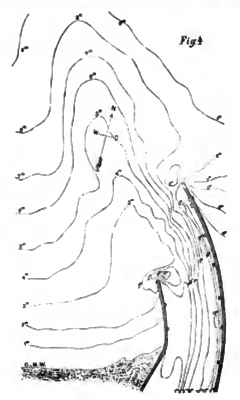
danken. Einestheils wurden beim Bau beträchtliche Mengen Kies für die Anfertigung künstlicher Blöcke vom Strande entnommen; andererseits ist die Küste bis Folkestone hin an vielen Stellen zum Schutz der Eisenbahn künstlich befestigt, so dafs sie seit lange nur noch geringe Materialmassen durch Abrutschungen liefert; endlich halten die Bauten in Folkestone selbst die von weiterher kommenden Kiesel auf." Allein schon von 1873 an beginnt die Verlandung vorzuschreiten,[1]) besonders durch Ansammlung von Kiesbänken vor der Mitte des Hafendamms. In den 4 Jahren 1873 bis 1876 betrug nach Maafsgabe der Peilungspläne das Volum aller Auskolkungen beiderseits der Mole 47500 cbm, dagegen das Volum der Alluvionen 407000 cbm, also $8\frac{1}{2}$ mal überwiegend. [2])„Wenn die Wanderung einigermaafsen beträchtlich ist, so läfst sich das stetige Vorschreiten des Strandes um das Hindernifs herum, welches die Wanderung der Sinkstoffe aufhält, nicht vermeiden. Und wie grofs auch die Länge des Werkes sein möge, jedenfalls mufs der Augenblick kommen, wo der Meeresgrund auch an seinem äufsersten Ende sich erhöht." Der dicht neben Dover liegende Hafen von Folkestone wurde, wiewohl die Mole bis in Tiefen von 4 bis 5 m unter Niedrigwasser vorgebaut war, schon bald nach seiner Vollendung bedroht, weshalb man ein System von Buhnen westlich des Hafens, mit einem grofsen Sporn, der den Winkel zwischen Küste und Pier halbirt, abschliefsend, anzulegen gezwungen war. Doch auch diese Werke genügen nicht und werden in absehbarer Zeit eine Verlängerung des Hafendammes, wenn man nicht zu anderen Mitteln greifen will, erforderlich machen.

Man läfst sich öfters durch locale Erscheinungen zum Glauben verleiten, jenes allgemeine Gesetz könne Ausnahmen erfahren. Als Beispiele werden solche Molen angeführt, welche in Einbuchtungen erbaut sind, denen der Küstenstrom nicht folgt (Neufahrwasser), oder die vom kräftigen Wellenschlag nicht erreicht werden (Mündung des Canals Saint-Louis, Bouches du Rhône), oder wo der in die Bucht eingeführte Sand vor Erreichung der Molen zur Ablagerung gelangt (Kingstown). Da in allen diesen Fällen eine der Ursachen, durch deren Zusammenwirken die Bewegung der Küstengeschiebe veranlafst wird, fehlt, so bestätigen diese scheinbaren Ausnahmen nur die Regel, dafs jeder künstliche Einbau in den beweglichen Küstensaum, wenn nicht eine starke Erosionsströmung dies verhindert, die Vorwanderung des Strandes zur Folge hat.

§. 13. Inclinante Einbaue.

Wiewohl der Zweck ein völlig anderer, haben die Einbaue vor dem Strand doch manche Aehnlichkeit mit den Buhnen eines Binnenstroms. Auch die Verhältnisse, unter welchen die Anlage erfolgt, bieten gewisse Analogieen. Es erscheint daher wohl gestattet, aus den Erfahrungen mit Flufsbuhnen Rückschlüsse zu ziehen. Bekanntlich eignet sich die gegen den Strom inclinante Richtung derselben am besten, die declinante dagegen weniger gut zur Erzeugung von Alluvionen. Wie weit bei Seebuhnen dies der Fall sein würde, ist durch Erfahrung noch nicht festgestellt, da dieselben in neuer Zeit fast ausnahmslos rechtwinklig, früher wohl auch zuweilen declinant angelegt worden sind. [3])„Bei Einbauen im Meer kann man in vielen Fällen die senkrechte Richtung als die vortheilhafteste wählen, jedoch dürfte eine wenig inclinante Richtung, wobei der Einbau der stärksten Strömung entgegengekehrt wird, unter Umständen doch vielleicht vortheilhaft sein."

Wenn aber für Buhnen, welche bekanntlich den Strand vorschieben sollen, die inclinante Richtung zu empfehlen ist, so würde daraus folgen, dafs sie für Hafendämme, bei welchen gerade im Gegentheil jede Vorschiebung des Strandes unerwünscht erscheint, vermieden werden sollte. Die Einfahrt von Swinemünde ist in dieser Beziehung ein lehrreiches Beispiel. Wenn sie trotz der inclinanten Molen bedeutende Tiefen aufweist, so ist dies der kräftigen Spülung



zuzuschreiben. Die Form der Tiefenlinien (Fig. 4) zeigt nur zum Theil solche Wirkungen, wie sie erfahrungsmäfsig bei inclinanten Buhnen vorkommen. Die kürzere Westmole wird von den Sänden umwandert, welche die Joachimsfläche immer mehr ausdehnen und aufhöhen; ebenso hat sich hinter der Ostmole der Strand regelrecht wie bei Strombuhnen ausgebildet. Vor der Westmole sind jedoch die Sandbänke bis weit ins Meer vorgeschoben, was theilweise der ausgehenden starken Strömung anzurechnen ist. Die Wellen, welche bei herrschenden Westwinden in den linksliegenden todten Winkel eingeworfen werden, fliefsen längs der äufseren Seite der Westmole ab; das rückstömende Wasser erlangt aber erst Erosionskraft an der Stelle, wo es mit den frei vom hohen Meer ankommenden Wellen zusammenstöfst, also am Molenkopf; dort hat denn auch die gemeinsame Erosionswirkung einen tiefen Kolk erzeugt. Die annähernd östlich gerichteten Wassermassen stofsen alsdann auf den nahezu nördlich gerichteten Spülstrom und drängen denselben gegen die innere Seite der Ostmole, an welcher sich constant

1) Ploix, Reconnaissance de Boulogne.
2) Voisin-Bey a. a. O.
3) Hagen, Seebau II. p. 55.

Digitized by Google

gröfsere Tiefen halten. Diese Tendenz wird auf dem freien Ende des rechtsseitigen Hafendammes durch die von hoher See nordwestlich anprallenden Wellen immer noch mehr verstärkt. Hinter dem Molenkopf, wo die Strömung ihre Führung verliert, folgt sie der aus ihrer eigenen und der Wellengeschwindigkeit resultirenden Richtung, annähernd Nordost, gerade wie sich bei inclinanten Buhnen ein die Flufsaxe schräg schneidender, stromab gerichteter Kolk zu bilden pflegt. [1] „Das Material zu der in Verlängerung der Westmole liegenden Bank liefert in der Hauptsache unzweifelhaft die Ostsee selbst, und trägt das ihrige dazu bei, die Mündung weiter in die See vorzuschieben, während die mit den Oderfluthen stromabwärts schwimmenden Sinkstoffe das Haff aufnimmt. — Die Veranlassung zu der unterhalb und westwärts der Westmole sich bildenden Anhägerung mufs in der Meeresströmung, welche bei den in dieser Gegend herrschenden West- und Nordweststürmen sich am Strand in dieser Richtung hinzieht, hauptsächlich gefunden werden." Das weite Vortreten der Sandbank ins Meer erklärt sich erstens aus dem Zusammenstofs der von hoher See ankommenden Wellen mit dem sandführenden, von den inclinanten Molen abgelenkten Küstenstrom, zweitens aus der reichhaltigen Zuführung des in die Mündung eingetriebenen Sandes durch die intensive ausgehende Strömung. Sucht man die Wirkungen vom Küstenstrom einerseits, von Wellen und Spülstrom andererseits zu trennen, so findet sich, dafs der Küstenstrom ähnliche Effecte verursacht, wie bei inclinanten Flufsbuhnen die geschiebeführende Flufsströmung.

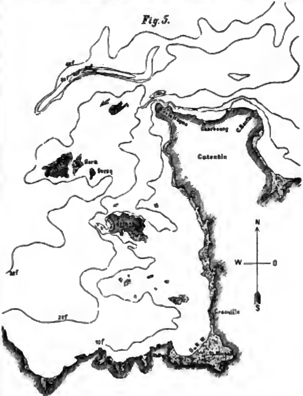
Die Küstenströmung, welche den Einbau, mag derselbe inclinant, declinant oder senkrecht gerichtet sein, umgehen mufs, kann dies in keiner kürzeren Krümmung wie ein Flufslauf thun. Die Trägheit der gewaltigen Wassermasse bewirkt eine langsame und allmälige Ablenkung, welche aus der allgemeinen Stromrichtung sich dem Kopfe des Werks zuwendet. In dem todten Dreieck findet, so weit der Schutz des Einbaus reicht, Ablagerung, also Vortreiben der Tiefenlinien nach See zu, statt. Da aber die Neigung des Seegrundes im Sandgebiet nach der Wellengröfse und der Strömungsintensität sich richtet, die Ablenkung der Strömung dagegen im grofsen Ganzen auf die Neigung einflufslos ist, so wandern sämmtliche Tiefenlinien bis in eine von localen Verhältnissen abhängige Entfernung vor. Bei Stolpmünde macht sich z. B. die Unterbrechung bis zu einem Abstand von der Küste, welcher annähernd gleich der vierfachen Molenlänge ist, bemerklich. Die Ablagerungen an der Westseite haben also gleichzeitig eine Vortreibung der Verflachungen seewärts jenseits des Kopfes im Gefolge. Die Gröfse derselben, also die Schärfe der Ablenkung hängt einerseits von der Geschwindigkeit der Küstenströmung, andererseits von der Form des Einbaus ab; sie wächst, sobald die Strömung schwächer wird, weshalb umgekehrt bei starken Stürmen aus der Herkunftsrichtung des Wandersandes die Verlandungen nach dem Lande hin zurückweichen. Andererseits werden die Sandablagerungen um so weniger weit in See vortreten, je sanfter und allmäliger durch die Form des Einbaus eine Ablenkung der dicht neben der Küste strömenden Wasserfäden und deren Umleitung in die allgemeine Richtung veranlafst wird.

[1] Herr, Der Oderstrom und seine Ausflüsse. Zeitschrift für Bauwesen 1864 p. 367.

Neben dieser Richtungsveränderung der sandführenden Wassermassen verursacht jeder Einbau noch eine zweite Bewegung, nämlich einen Rücklauf der in das todte Dreieck auf der Strömungsseite eindringenden Wellen längs der Buhne oder längs des Hafendamms. Je stärker der Wellenschlag und je mehr normal die Windrichtung zum Strand, um so kräftiger ist jener Rücklauf. Er geht jedoch keineswegs senkrecht zum Strand vor sich, sondern die zurückströmenden Wassermengen werden durch den Küstenstrom gegen die äufsere Seite des Einbaus getrieben. Dieselbe bildet sonach gewissermaafsen die Sammelrinne für das vom Strande schräg abfliefsende Wasser, dessen Masse sich natürlich nach dem Meer zu immer mehr vergröfsert, so dafs der Schlauch, den jene Localströmung sich auswühlt, seewärts beträchtlich weiter und tiefer wird.

§. 14. Senkrechte Einbaue.

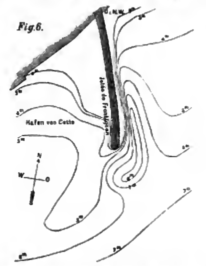
Am deutlichsten tritt die Erscheinung des Schlauches, welcher durch den Rücklauf der in den todten Winkel zwischen Einbau und Küste eingetriebenen Wellen verursacht wird, bei senkrechten Vorsprüngen hervor. In grofsem Maafsstabe zeigt dies diejenige Stelle des Canals, wo das Cotentin buhnenartig dem aus der Atlantischen See kommen-



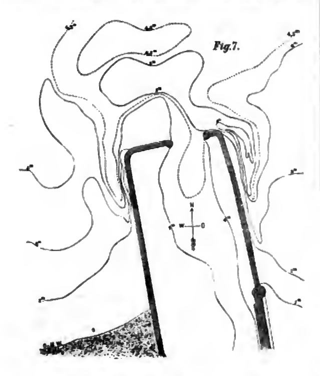
den Fluthstrom entgegentritt (Fig. 5). Hier bilden sich die der Schifffahrt so ungemein gefährlichen „raz"; und zwei tiefe Furchen bis zur 70-Fadenlinie bezeugen die Gewalt der an dem Festland und den normannischen Inseln sich brechenden und abgelenkten Wellen. Vor der Nordküste ist die durch das englische Ufer eingezwängte Strömung zu stark, als dafs sich Ablagerungen bilden könnten. Hinter dem Cap Barfleur geht jedoch, während die Küste selbst scharf zurückspringt, die 20-fathoms-Linie in sanfter Krümmung nach den Kreidefelsen der Basse-Normandie hinüber.

Digitized by Google

Der beschriebene Schlauch zeigt sich mehr oder weniger scharf ausgebildet bei allen senkrechten oder schwachgeneigten Molen. Als Beispiel sei zunächst die in Fig. 6 dargestellte



Gestaltung der Tiefenlinien zu beiden Seiten der jetée de Frontignan am Hafen von Cette angeführt. Die herrschenden Seewinde kommen von O. S. O., die Wandersände von der Ostseite. Man hatte beabsichtigt, durch den (1811 bis 1819 ausgeführten) Bau des östlichen Hafendammes die Wandersände vom Hafeninneren abzulenken. Im Mai 1820 war die Tiefe der Mündung, welche 1811 über 7 m betrug, auf 5,5 m gefallen, so dafs man zur Anlage eines Wellen-



brechers, in dessen Schutz die Offenhaltung der Einfahrt durch Baggerung erfolgt, genöthigt wurde. — An den Hafendämmen zu Stolpmünde tritt der Schlauch beiderseits auf (Fig. 7), da die herrschenden Winde von der West-, die stärksten Stürme jedoch von der Ostseite kommen. Die Sandführung ist von Westen her bedeutender, weshalb auf dieser Seite der Schlauch geringere Tiefen hat. Die Mündungsbank schreitet jenseits desselben seewärts vor und würde die Hafenmündung schliefsen, wenn nicht die Ausströmung einerseits, die an dem zur Küste parallelen Theil der Hafendämme ricochetirten Wellen andererseits nordöstlich und nordwestlich tiefere Rinnen offen hielten. Jenseits des Wirkungsbereichs der Spülströmung lagert sich der vom Küstenstrom vorbeigeführte Sand, welcher in weitem Bogen die Hafenmündung passiren mufs, theilweise als Bank ab.

Aehnlich im allgemeinen Verlauf ist der Vorgang bei allen denjenigen Hafeneinfahrten, deren Schutzdämme senkrecht zur Küste errichtet sind, wiewohl er je nach Stärke und Sandreichthum des Küstenstroms, nach Richtung und Intensität der herrschenden Winde und der stärksten Stürme in den Einzelerscheinungen sehr verschieden auftreten mufs. [1] „Einestheils erleidet die Strömung, welche von dem nach der Herkunftsseite zu gerichteten Hafendamm abgelenkt wird und viele Sinkstoffe mit sich führt, sobald sie senkrecht auf den Küstenstrom, welcher nicht abgelenkt wurde, trifft, eine Geschwindigkeitsabnahme. Dieselbe bewirkt Ablagern eines Theiles jener Sinkstoffe und die Bildung einer Bank in der Verlängerung des Einbaus, deren allmäliges Vorwachsen im Sinne der Küstenstrom-Richtung erfolgt. Andererseits erfährt der vom hohen Meere hinzukommende Strom, welcher die noch nicht zur Ablagerung gelangten Sinkstoffe in den durch jene Verlandung und den Einbau selbst geschützten stillen Raum treibt, einen bedeutenden Stau, der seinerseits an jener Stelle eine Sandbank veranlafst." Durch die Vereinigung dieser beiden Bänke entsteht schliefslich rings um den Kopf des Einbaus und jenseits desselben eine compacte Vorwanderung der Verlandungen, wie sie sich diesseits, d. h. nach der Herkunftsrichtung des Küstenstromes zu, gleich anfangs bilden wird. An den Hafeneinfahrten von Dunkerque, Gravelines, Calais, kurz an allen Häfen der französischen Canalküste, welche mit parallelen, nahezu senkrecht zur Küste gerichteten Molen versehen sind, hat man dieselbe Erfahrung gemacht: Die Niedrigwasserlinie ist fast überall bis zum Kopf der Molen und darüber hinaus, nach der Küstenstrom-Herkunft zu weiter als auf der entgegenliegenden Seite, vorgerückt; und die Sandbänke, welche man durch Spülung der Einfahrt stets wieder künstlich zerreifst, würden längst die Continuität der Strandlinie vor den Molenköpfen herbeigeführt haben, wenn jene Gegenwirkung dies zuliefse.

§. 15. Declinante Einbaue.

Unwillkürlich führt die seitherige Entwickelung zu der Ansicht, dafs diejenige Richtung eines Einbaus, welche den Strand am wenigsten weit vorschieht, die zur Strömung declinante sein müsse, während als beste Form des declinanten Einbaues die gegen das Meer zu convexe erscheint, vorausgesetzt, dafs das äufsere Ende dem Ufer parallel läuft. [2] „Bei dieser Anordnung werden die Sinkstoffe, welche bei ruhiger See sich niederzuschlagen und das Ufer vorzurücken bestrebt sind, da sie längs der äufseren Molenseite durch den Rückprall der bei Sturm von hohem Meer gegen

1) Voisin-Bey, Les Ports de mer.
2) Voisin-Bey, Les Ports de mer.

Digitized by Google

den Hafendamm schlagenden Wellen aufgewühlt werden, sobald bewegte See eintritt, durch den dann lebhafteren Küstenstrom weggeführt, so dafs man die Aufhöhung des Grundes und Vorschiebung des Ufers weit weniger zu fürchten braucht. Da aufserdem der längs dem Einbau hingleitende abgelenkte Küstenstrom dieselbe Schlufsrichtung hat wie der nicht abgelenkte Theil, wird weniger Geschwindigkeitsverlust beim Zusammentreffen der beiden Strömungen, also auch weniger Ablagerung erfolgen und somit eine gröfsere Quantität der Sinkstoffe weiter geführt werden, während ein kleinerer Theil freilich innerhalb des geschützten Raumes sich niederzulagern bestrebt ist. — Abgesehen von diesem Vorzug bietet die convexe Molenform den wesentlichen Vortheil, dafs sie den rückwärts gelegenen Strand allen von hoher See kommenden Wellen zugänglich läfst, so dafs die Sinkstoffe, welche von denjenigen starken Stürmen zurückgetrieben worden sind, die aus der, den herrschenden Winden entgegengesetzten Richtung wehen, bei ruhigerem Meer durch die gewöhnlichen Strömungen und Rückprallwellen in gröfsere Tiefen gebracht werden."

Die Halbinsel Hela zeigt z. B., wie sich im Schutz eines declinanten und convexen Einbaus die Wandersände, welche von der Strömung nicht direct weiter geführt werden, ablagern und die Concave allmälig ausfüllen müssen. Die Vergleichung mit einem künstlichen Einbau läfst sich jedoch nur auf diesen einzigen Punkt anwenden, da jener molenartige Vorsprung vollkommen in der Richtung des Küstenstroms liegt und demselben seinen Ursprung verdankt.

Mehrere englische Häfen, z. B. Lowestoft, Kingstown, auch Sunderland, wo jedoch die Molenform nicht convex, wiewohl die Richtung declinant ist, und Ramsgate, wo freilich durch einen vorgebauten Sporn die Wirkung sehr beeinträchtigt wird, sind nach dem angeführten Princip erbaut; auch die Tynemündung hat ähnlich geformte Molen erhalten. In Frankreich ist nur der kleine Nothhafen Port-en-Bessin anzuführen, in Deutschland der pommersche Hafen Rügenwaldermünde, und in Holland Ymuiden.

Da hier einstweilen nur von der Wirkung eines einzelnen gegen die Herkunftsrichtung der Küstenströmung declinanten Einbaus auf die Gestaltung des Strandes gesprochen werden soll, mag es vorläufig genügen zu constatiren, dafs fast sämmtliche, in dieser Weise angelegten Häfen starken Versandungen in den Bassins ausgesetzt scheinen. Es erklärt sich dies aus folgenden Ursachen: Einmal wird bei Tidehäfen der Küstenstrom während der Fluth theilweise in den Hafen abgelenkt, wo in dem verhältnifsmäfsig ruhigen Wasser die Sinkstoffe sich ablagern müssen; sodann werden die Stürme von hoher See zum gröfsen Theil die Einfahrt derart treffen, dafs sie gleichfalls die sand- und schlickführenden Wassermassen der Küstenströmung in den geschützten Raum eintreiben, wo starke Baggerungen zwar leichter erfolgen können wie in See, dafür aber auch in gröfstem Maafsstab vorgenommen werden müssen. In Ymuiden und Ramsgate begnügt man sich daher damit, im Bassin eine Fahrrinne frei zu halten, welche in den eigentlichen Hafen führt. Die Verlandung der seitlich gelegenen Theile des Bassins läfst man ruhig gewähren, da ihre Wegschaffung zu grofse Geldopfer verursachen würde.

Was nun die Gestaltung des Strandes aufserhalb der declinanten convex gekrümmten Molen anbelangt, so wird ein Vorwandern sich schwerlich vermeiden lassen, wenn es auch langsamer erfolgt, als dies bei anders geformten Einbauen der Fall sein würde. Die Ausbildung der schlauchartigen Rinnen, welche die aus dem todten Winkel zurückfliefsenden Wassermassen auf der Aufsenseite der convexen Mole erzeugen, ist weniger stark, aber deutlich bemerkbar, wie ein Blick auf die Peilungspläne von Ymuiden (Fig. 9) und Rügenwaldermünde (Fig. 15) zeigt. Doch können die bedeutenden Tiefen an dieser Stelle den weiteren Verlauf der Versandung keinenfalls verhindern. Die Einfahrt wird sich schliefslich vollkommen mit Sand verstopfen, wenn nicht kräftige Spülung und unausgesetzte Baggerung dies verhindern, oder wenn nicht eine sehr intensive Erosionsströmung, welche durch locale Verhältnisse bedingt ist, die Bildung von Ablagerungen unmittelbar an dem Hafenmunde unmöglich macht.

Der neue Hafen von Boulogne bietet ein Beispiel für den letztgenannten Fall. Der Hafen von Ymuiden dagegen beweist, dafs an flachen Sandküsten, wenn solche locale Erosionsströmungen nicht vorhanden sind, die Vorwanderung des Küstensaumes in der beschriebenen Weise erfolgen mufs. Diese beiden Beispiele sollen daher in Folgenden näher betrachtet werden.

§. 16. Tiefwasser-Hafen zu Boulogne.

Bei dem zur Zeit im Bau befindlichen Bassinhafen zu Boulogne (Fig. 8), wo die parallel der Küste sich hinziehende banc de la Bassure den Küstenstrom am Ausweichen verhindert, wird aller Wahrscheinlichkeit nach eine dauernde Offenhaltung der Mündung, auch ohne künstliche Mittel

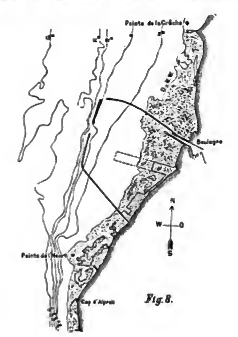


Fig. 8.

möglich sein. Der Meeresgrund fällt dort vom Ufer aus in 3 Terrassen zu dem tiefen Schlauch ab, welcher dasselbe von jener Bank trennt. Die höchstliegende geneigte Fläche hat an ihrem unteren Rande etwa 3 m Tiefe, das zweite Plateau 6 — 8 m, das dritte 12 — 13 m, der Schlauch selbst

Digitized by Google

über 16 m.[1]) Diese eigenthümliche Bildung läfst sich wohl nur so erklären, dafs die Küste bis in die gröfste Tiefe aus wild zerklüfteten Felsen besteht, deren Schluchten und Schründe die sandführende Küstenströmung ausgefüllt hat. Auf dem Strande treten überall Zacken und Felsnasen zu Tage. Und die banc de la Bassure, etwa 4 km vom Festlande entfernt, erscheint als ein besonders widerstandsfähiger Ueberrest der Landenge, welche früher den Continent mit Grofsbritanien verband.

Die von Westen her in den Pas de Calais eindringende atlantische Fluthwelle ruft starke alternirende Strömungen hervor, welche bis zu $1,_{50}$ m Geschwindigkeit annehmen und vor den Uferspitzen keine bleibenden Ablagerungen aufkommen lassen. Die Küste bildet zwischen den beiden Vorsprüngen der Forts de l'Heurt und de la Crèche eine sanfte Concave, welcher die allgemeine Richtung der Tideströmungen nicht folgt. Würde man einen geradlinigen Damm zwischen jenen beiden Punkten errichten, so könnte eine Verlandung vor demselben nicht stattfinden, weil die Geschwindigkeit der Küstenströmung, die eine Ablenkung nicht erfährt, zu bedeutend ist. Die von Süden herbeigeführten Sandmassen müfsten, ohne sich ablagern zu können, jenseits der pointe de la Crèche weiter wandern. Jeder vor jene Linie vortretende Damm wird auf der Seeseite noch weniger Veranlassung zu Sandablagerungen geben können, sondern im Gegentheil starkem Angriffe ausgesetzt sein. Wenn man einen derartigen, zum Ufer parallelen Damm durch Quermolen mit der Küste verbindet, so wirkt der ganze Verbau als Buhne mit Erosionsströmung vor dem Kopfe. In seiner Nähe werden die Ablagerungen zu beiden Seiten allmälig vorwandern, während vor dem Seeende eine Verlandung nicht stattfinden kann. Das nach Süden gelegene todte Dreieck geht einer unvermeidlichen Verlandung entgegen, während das nördliche, weil der Ebbestrom wenig Sand führt und der Wellenschlag den Ablagerungen entgegenarbeitet, nur sehr langsam sich aufhöhen wird. Diese Aufhöhung kann man ohnedies dadurch noch mehr verzögern, dafs die nördliche Mole durchbrochen angelegt wird, um bei jeder Tide die Strömung über den Strand wegzuleiten, wodurch man gleichzeitig seine Verschlickung, im Interesse der Seebäder, dauernd verhütet.

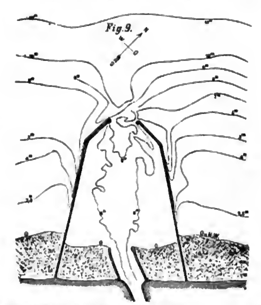
Von diesen Gesichtspunkten ausgehend, wurde nach sorgfältigen Vorarbeiten durch die Ingenieure Stoecklin und Laroche[2]) das in Fig. 8 angegebene Project eines Tiefwasserhafens aufgestellt. Der dem Ufer parallele Theil der Hafendämme, in welchem eine der beiden Einfahrten sich befindet, verfolgt annähernd die Richtung der Tideströmungen, indem er sich dabei möglichst nahe am äufseren Rande des 6—8 m tiefen Plateaus hält. Was die Versandung des Inneren anbelangt, so sind die auf der Sohle vorübertreibenden Sandkörnchen bei dieser Lage der Mole nicht zu fürchten. Wohl aber werden sich bedeutende Massen der in Suspension gehaltenen Sinkstoffe, noch vermehrt durch die Schlickführung der Liane, im Hafen ablagern. Man hat die jährlich durch Baggerung zu beseitigenden Ablagerungen auf ca. 40000 cbm geschätzt.[3]) Die in Ausführung begriffene Anlage wird, aller Wahrscheinlichkeit nach, erfolgreich sein. Aber man beachte wohl — die Küste von Boulogne ist, obschon im Sandgebiet gelegen, keine flache Sandküste. —

1) Ploix, Reconnaissance de Boulogne.
2) Stoecklin et Laroche, Des ports maritimes pp.
3) Ploix, Reconnaissance de Boulogne.

§. 17. Tiefwasser-Hafen zu Ymuiden.

Wenn solch intensive Küstenströmung, welche durch eine vor der Küste liegende Felsenbank am Ausweichen verhindert wird, nicht vorhanden ist, so kann die energischst betriebene Baggerung allein einen Hafen, welches auch die Form seiner Molen sein mag, schwerlich rein halten, falls derselbe im Gebiete der Wandersände erbaut ist. Sogar im Bassin von Kingstown, das an felsiger Küste ohne eigentliche sandführende Uferströmung liegt, hat sich eine Sandbank dicht bei der Einfahrt abgelagert, welche offen gebaggert werden mufs. Obgleich dieser Hafen öfters als Musteranlage für die Anordnung der Molen im Sandgebiet bezeichnet wurde, darf er hier überhaupt nicht als Beispiel angeführt werden, weil ein beweglicher Küstensaum im Wirkungsbereiche seiner Molen nicht vorhanden ist. Fast alle Häfen des römischen Alterthums, welche an Flachküsten in Bassinform erbaut waren, haben sich im Laufe der Zeit vollkommen ausgefüllt, und ihre Lage ist kaum noch zu erkennen.

[1]) „Um nun zu einem anderen Beispiel überzugehen, dem Hafen von Ymuiden, der ganz neuerdings nach dem Typus von Kingstown erbaut wurde, jedoch an sehr flacher Sandküste mit relativ schwachen Tideströmungen, also in weit weniger günstigen Verhältnissen, so läfst sich das Bedenken nicht unterdrücken, der neue Hafen möchte sich schlechter bewähren als der, nach dessen Muster er angelegt wurde, mit andern Worten: man mufs befürchten, dafs er,



auf die natürlichen Kräfte allein angewiesen, seine Tiefen nicht lange wird behalten können.“ Nach Waldorps[2]) Darstellung zeigen sich an den Molen folgende Vorgänge: Der durch den buhnenartigen Vorsprung der südlichen Mole (Fig. 9)

1) Voisin-Bey, Les Ports de mer.
2) Walderp, Zeehaven voor den Haag. Notulen van het Kglk. Inst. v. Ing. 1878/79 p. 33.

Digitized by Google

abgelenkte Fluthstrom veranlafst in einigem Abstande vom Hafeneingang die Bildung eines Widerstromes und in dessen Folge einer Sandbank. Der Ebbestrom wirkt in derselben Weise. Da jedoch der erstere weit stärker ist, so werden sich die Ablagerungen vorzugsweise auf der Nordseite des Hafens zeigen. Wenn dieselben nun zwar auch durch den Ebbestrom in gewissen beschränkten Grenzen gehalten werden, so geben sie doch, namentlich bei heftigen Nordweststürmen, zu Brandungen Anlafs, welche, ohne zwar die Einfahrt selbst zu gefährden, insofern störend wirken, als sie das eigentliche, vom Hafenmund beherrschte Seegebiet schmälern, dessen Form nördlich des Hafens durch eine zur Hafenaxe schräge Linie begrenzt wird. Da ferner die beiden Molen zwischen ihren Köpfen die Einfahrt frei lassen, macht sich noch eine zweite secundäre Ablenkung an der dem Fluthstrom zugekehrten Seite bemerklich, welche da, wo der, längs der Mole streichende Strom dieselbe verläfst, einen Kolk verursacht, dessen Tiefe um so gröfser ist, je unvermittelter diese Ablenkung vor sich geht. Waldorp hat für Scheveningen, bzw. den Haag eine Hafenanlage projectirt, welche im wesentlichen mit Ymuiden übereinstimmt, sich aber unterscheidet durch andere Form der „Seeenden" beider Molen. An letzterem Hafen sind dieselben geradlinig nach aufsen gegen einander convergirend angelegt und bilden einen Winkel von 90° unter sich, von 45° mit dem Küstenstrom. Dagegen soll in Scheveningen die äufsere Endigung abgerundet sein, so dafs die an den Köpfen anliegenden Tangenten Winkel von etwa 24° mit dem Strome bilden. Hierdurch glaubt der Verfasser jenes Projects, weil die Ablenkung eine geringere ist, die nördliche Sandbank weiter landwärts drängen zu können, ja er hofft, dieselbe würde nicht über eine zur Küste parallele Linie hinausschreiten. Ferner beabsichtigt er, da auch die secundäre Ablenkung eine geringere sein wird, die Tiefe des Kolks zu vermindern.

In einer Versammlung des Koninklijk Instituut van Ingenieurs, welche am 8. April 1879 stattfand, wurden durch den bauleitenden Ingenieur des Hafens Ymuiden, Herrn Dirks, mehrere Einwände gegen Waldorps Project und gegen die Anlage declinanter Molen überhaupt erhoben. Er machte besonders auf den Nachtheil aufmerksam, dafs in Ymuiden die längs der Südmole concentrirte Strömung dort nutzlose Tiefen erzeugt und den aufgewühlten Sand gegen den Kopf der Nordmole treibt, wo ständige Baggerungen sich erforderlich zeigen. Vermuthlich rührt jedoch ein grofser Theil dieser Ablagerungen von der Ebbeströmung her. Jene, nach der früheren Ausführung, vom Abflufs der in den todten Winkel eingetriebenen Wellen hervorgebrachte Strömung verhindert keineswegs die allmälige Ausfüllung dieses todten Winkels, welche gleichzeitig vom Strande aus und durch Vergröfserung der von den Widerströmen verursachten Sandbänke vorwärts schreitet. Die Neigung des Seegrundes im Sandgebiet ist je nach den örtlichen Verhältnissen eine bestimmte, und wird sich auch vor den Seeenden langsam herzustellen suchen. Besonders an der Südseite, woher der Wandersand vorzugsweise kommt, beginnt sich nach und nach eine Sandzunge vor die Mündung zu legen, welche anfangs durch den Strömungsschlauch der rückfliefsenden Wellen in gröfserer Entfernung gehalten werden, dann aber, je weiter die Ablagerungen im todten Winkel vorschreiten, je mehr daher diese Strömung an Stärke abnimmt, der Mündung näher rücken wird. Ein ähnlicher Vorgang wiederholt sich auf der nördlichen Seite durch den Ebbestrom nicht weniger rasch und intensiv. Da zu gleicher Zeit der Aufsenhafen mehr und mehr versandet, also an Spülkraft verliert, und da aufserdem das Bassin zu klein ist, um bei solch bedeutenden Tiefen einen starken Spülstrom erzeugen zu können, so werden die beiden Sandzungen sich früher oder später berühren und die Mündung versperren.

Die Küstenströmungen selbst besitzen weder die erforderliche Geschwindigkeit, um den vorschreitenden Sandablagerungen eine steilere Böschung zu geben, noch werden sie verhindert, weiter in See auszuweichen. Selbst wenn Sandbänke parallel zum Ufer sich hinzögen, was z. B. an der belgischen Küste der Fall ist, würde eine Ausweichung der Strömungen sicher eintreten, weil derartige Bänke ohne festen Kern leicht beweglich sind und um ebenso viel nach der See zu wandern müfsten, als man die Rinne zwischen Küste und Bank einzuengen versuchen wollte.

Wiewohl es in Ymuiden noch Jahrzehnte dauern kann, bis die Vorwanderung der Ablagerungen solchen bedrohlichen Charakter angenommen haben wird, zeigen sich doch schon jetzt die Merkmale, welche nach den früheren Entwickelungen unvermeidliche Folgen eines jeden künstlichen Einbaues sind. Da der Hafen noch nicht lange vollendet und die Einfahrtstiefe so bedeutend ist, dafs die Umgestaltungen längere Zeit erfordern, um fühlbar zu werden, so können noch nicht alle deutlich zu Tage treten. Auch werden die Erscheinungen dadurch complicirt, dafs die Küstenströmungen aus 2 entgegengesetzten Richtungen kommen, und dafs die Molen demgemäfs in erster Linie als declinante, in zweiter Linie jedoch, weil die Mündung sehr breit ist, als inclinante Einbaue wirken. Die Geschwindigkeit, mit welcher die Bank am Nordmolenkopf sich stets von Neuem bildet, ist das bedrohlichste Anzeichen des weiteren Verganges.

Jeder Einbau an flachen Sandküsten ohne starke Erosionsströmung hat eine Vorwanderung des Küstensaumes über den Kopf hinaus zur Folge. Form und Richtungsart des Einbaus sind nur von Einflufs auf die Geschwindigkeit dieser Vorwanderung und auf die Entfernung, bis zu welcher sich deren Wirkung durch Aenderung der Strandlinie und Ablenkung der Tiefenkurven wahrnehmbar macht.

3. Capitel. Wirkung der natürlichen Spülströme auf den Küstensaum.

§. 18. Natürliche Spülströme und Bildung der Barren an den Küsten der Binnenmeere.

Wie früher bereits erwähnt, werden die Unregelmäfsigkeiten in der Gestaltung des Küstensaums sehr häufig durch Uferlücken veranlafst, welche von den Wandersänden nicht ausgefüllt werden können, weil eine locale Erosionsströmung stets von Neuem die begonnene Vorschiebung der Ablagerungen zerstört. Sie sollen im Folgenden kurz „Spülströme" genannt werden, weil die Spülwirkung allen gemeinsam ist, während die Ursachen sehr verschieden sein können.

In den Uferlücken von Binnenmeeren sind dieselben entweder veranlafst durch Auswässerung direct einmündender Ströme und Flüsse, oder durch Auswässerung von Seen, Haffen und Lagunen, in welche Ströme und Flüsse einmünden, oder endlich durch den Rückstrom der bei auflandigen Winden in

Digitized by Google

die Küstenseen eingetriebenen Wassermengen. Im ersten Fall können die spülenden Wirkungen leicht durch die aus dem Binnenland mitgeführten Sinkstoffe und Geschiebe sehr beeinträchtigt, ja sogar ins Gegentheil umgekehrt werden, z. B. an den Mündungen der deltabildenden Ströme. Im zweiten Fall dienen die zwischenliegenden Seen als Klärbassins, in welchen die Niederschläge sich ablagern, so dafs die Spülströme nur aus ziemlich schlickfreiem Wasser bestehen, deshalb also bedeutend effectvoller sind, wie dies z. B. der Fall ist bei den durch die Haffe ausmündenden ostdeutschen Strömen. Im dritten Fall endlich müssen die localen Verhältnisse sehr günstige sein, wenn die Uferlücke frei erhalten bleiben soll, da jeder eingehende Strom erhebliche Massen Sand in den Küstensee selbst und in die Uferlücke einführt. Eine dauernde Freihaltung ist nur dann möglich, wenn infolge eigenthümlicher Localverhältnisse die Ausströme stärker als die Einströme sind, d. h. wenn Wassermassen durch die Uferlücke zum Abflufs gelangen, welche vorher auf anderem Wege in den See gekommen waren. Der bei Cette ausmündende Canal, welcher den Étang de Thau an der Languedocküste mit dem Mittelländischen Meere verbindet, hat z. B. seit 1666 seine ursprüngliche Tiefe ohne Baggerung bewahrt, weil die schmale Landzunge, die ihn vom Meere trennt, bei starken Seewinden von den Wellen überströmt und momentan durchbrochen wird, so dafs der See sich höher anfüllt, als es durch jenen Canal allein möglich wäre.

Die Spülströme in den Uferlücken der Binnenmeere sind im ersten und zweiten Fall meistens continuirlich, aber von verschiedener Mächtigkeit je nach der mit den Jahreszeiten schwankenden Gröfse der Regenmengen im Zuflufsgebiete der aus dem Binnenlande kommenden Flüsse, und nach den hauptsächlich durch die Winde bedingten Wasserständen des Meeres an der Küste. Oefters wird, wenn die Auswässerung aus dem Binnenlande gering, das Meeresniveau aber hoch ist, ein Rückstau, ja geradezu eingehende Strömung stattfinden, deren Einwirkung auf die Erhaltung der Uferlücke direct niemals, indirect nur bedingungsweise von Vortheil sein kann, nämlich dann, wenn die eingetriebenen Sandmassen durch Baggerung entfernt werden, während die vollständigere Füllung die Spülkraft erhöht. Im dritten Fall wechseln Aus- und Einströmungen stetig mit einander ab, jedoch keineswegs periodisch, da die Winde, welche sie bedingen, nach Richtung, Intensität und Dauer häufig schwanken und nur, in grofsen Gruppen und langen Zeiträumen betrachtet, eine Gesetzmäfsigkeit erkennen lassen.

Die nächste Wirkung eines Spülstroms, der reines Wasser ausführt, also keine eigenen Sinkstoffe enthält, ist die Bildung eines tiefen Kolks unmittelbar vor der Mündung und das Zurückdrängen der Sände, welche sich vor dieselbe und in dieselbe zu lagern bestrebt sind. Bei diesem Zurückdrängen nehmen die Bänke die Gestalt eines Kreisabschnitts an oder sie sind elliptisch geformt, beiderseits an den Strand anschliefsend, aus dessen Vorwanderung sie entstanden sind. Die Scheitellinie dieser „Barre" senkt sich meistens vom Lande aus nach der See zu mit flacher Neigung. Die Böschung des Querprofils ist, je nachdem die Kraft des Spülstroms oder die erodirende Wirkung der Brandung vorwiegt, nach der Landseite oder nach dem Meere zu steiler als auf dem entgegengesetzten Hang. Die regelmäfsige Grundform wird fast immer durch eine oder mehrere Rinnen unterbrochen, welche der Spülstrom, dessen zweite Wirkung die Erniedrigung des seewärts gelegenen Scheitels der kranzförmigen Barre und die Erzeugung von Lücken in demselben ist, stets von Neuem austieft. Die Gestalt und Tiefe der Barre und der Rinnen hängt von der Stärke des Spülstroms, der Küstenströmung und der Winde, sowie von deren Richtung ab, wechselt also fortwährend, jedoch in bestimmten Grenzen, da alle 3 Factoren in gewissen Grenzen stetig schwanken.

Die Sände werden, bei regelmäfsiger Entwickelung zunächst auf der Seite, von welcher her die Wanderung erfolgt, in die Uferlücke eintreten, vom Spülstrom aber zurückgedrängt, wenn das Profil der Mündung seinem Wasserquantum entspricht, und lagern sich in der erwähnten elliptisch geformten Barre ab. Auf der seeseitigen Böschung derselben entsteht eine Brandung der auflaufenden Wellen. Hierdurch wird ein Theil der in Suspension gehaltenen Materialien des Küstenstroms in die Wellenbewegung mit hineingezogen und dieselben Schicksale haben wie der direct aufgewühlte Sand der äufseren Barrenböschung. Die Tendenz der Transportrichtung hängt von der momentanen Richtung des Windes ab, wenn einstweilen vom Spülstrom abgesehen wird. Weht Seewind unmittelbar gegen die Uferlücke hin, so entsteht eine lebhafte eingehende Strömung. Der im Zustande des Schwebens befindliche Sand wird über den Barrenscheitel hinweggeführt, theilweise in die Uferlücke selbst, theilweise jedoch nur bis zur landseitigen Böschung der Barre, wo er, da dieselbe gleichsam als Wellenbrecher wirkt, niederfällt und ihre Verschiebung nach dem Lande zu veranlafst. Bei Landwind wird analog das Umgekehrte eintreten. Der Einflufs des Spülstroms ersetzt alsdann die erodirende Wirkung des im vorigen Falle weit kräftigeren Wellenschlags. Winde, welche schräg gegen die Uferlücke treffen, veranlassen mit ihrer zu deren Axe parallelen Componente dieselbe Vor- oder Rückschiebung, nur in relativ geringerem Maafse, mit ihrer zum Ufer parallelen Componente dagegen den seitlichen Transport eines Theiles der suspendirten Sinkstoffe.

Dafs bei dem geschilderten Vorgang eine Erhöhung der Barre eintritt, ist nicht unbedingt nothwendig, aber keineswegs ausgeschlossen. Eine bleibende Erniedrigung kann nur durch den Spülstrom bewirkt werden. Die eingehende, vom Wind verursachte Strömung kann dessen Effect schwächen, ja eventuell die vertiefende Wirkung paralysiren; es wird jedoch in diesem Fall seine Kraft noch immer ausreichen, eine landwärts gerichtete Wanderung der Barre zu verhindern. Jeder Landwind dagegen verstärkt den Spülstrom und hilft bei der Erniedrigung der vor der Mündung lagernden Sände, besonders wenn die Uferlücke ein Bassin mit dem Meere verbindet und, nach Form und Weite, geeignet ist, eine strahlartige Wirkung zu veranlassen. Dies geschieht, sobald die spülende Strömung bis zu der Barre selbst oder doch bis in deren unmittelbare Nähe concentrirt gehalten wird, so dafs ihr die zur Erosion erforderliche Geschwindigkeit bleibt. Das Bestreben, Barre und Spülstrommündung einander recht nahe zu bringen, ist oft Veranlassung gewesen, die Uferlücken, soweit sie im Gebiete des beweglichen Strandes liegen, durch Molen einzufassen und künstlich zu verlängern.

Was diejenigen Sinkstoffe anbelangt, welche vom eingehenden Strom in die Uferlücke selbst eingeführt werden,

Digitized by Google

so kommen dieselben früher oder später zur Ablagerung, sobald durch die Gegenwirkung des Spülstroms und durch die Trägheit der in Ruhe befindlichen Wassermassen die Einströmung mehr und mehr an Geschwindigkeit einbüfst. Es bildet sich also eine innere Barre, bei Flüssen meist an der Grenze, bis zu welcher der Rückstau des Meeres reicht, bei Uferlücken, welche Seen mit dem Meere verbinden, an dem landwärtsliegenden Ende des Verbindungscanales, in letzterem Falle „Hoerd" genannt. Wenn der Küstensee nicht durch gröfsere Flüsse[1]) aus dem Binnenland, welche durch seine Uferlücke in das Meer auswässern, gespeist wird, so kann nur die ständige Wegbaggerung der eingetriebenen Sände ihre Mündung offen halten. Beweise hierfür finden sich vielfach an der pommerschen Küste und am Nordufer des Mittelländischen Meeres.[2]) Die Étangs des Languedoc waren zur Römerzeit bedeutende Seen mit Mündungscanälen von 5—6 m Tiefe; heute sind sie grofsentheils Sümpfe.

Seither war vorausgesetzt, der Spülstrom führe ausschliefslich reines Wasser ab. Kommen jedoch, in aufgelöstem Zustand und am Boden fortrollend, gröfsere Massen Sinkstoffe und Geschiebe zur Abführung, so ändert sich die Erscheinung wesentlich. Erstere werden in die See geschwemmt, entweder direct in die bewegungslosen Tiefen, oder seitlich in benachbarte Buchten, wo sie Schlickablagerungen bilden. Die Geschiebe dagegen lagern sich zunächst auf der inneren Barre ab, bis beim ersten Hochwasser die Geschwindigkeit grofs genug wird, die ganze Barre ins Meer zu transportiren. Doch schon im untersten Theil des Mündungscanals verringert sich, besonders an den Rändern, die Stromkraft so sehr, dafs die schwersten Materialien liegen bleiben. In freier See lagert der Rest sofort sich ab und vergröfsert die Barre. Durch Einwirkung des Wellenschlags findet eine allmälige Auswaschung der Ablagerungen statt; die feinen Schlicktheilchen sinken nach und nach auf den stillen Meeresgrund, während Sand und Kies entweder, mit dem Spiel der Winde hin und her wandernd, eine Verschiebung der ganzen Barre veranlassen, oder von den Strömungen am Ufer entlang in gröfsere Fernen getrieben werden. Die Ablagerungen zu beiden Seiten der geschiebeführenden Strömung setzen sich häufig bis zur Barre hin fort; auf den submarinen Uferwällen entstehen dann isolirte Inseln, die sich allmälig zu vollständigen, über Meeresniveau liegenden Zungen zusammenschliefsen. Wird der Ausflufs des Stromes durch deren übermäfsige Länge zu sehr gehemmt, so bricht derselbe sich seitlich Bahn, er gabelt. Die zwischen den alten und den neu entstehenden Zungen eingeschlossene Bucht ist unvermeidlich allmäliger Verlandung ausgesetzt, so dafs die gemeinsame Wirkung des Binnenflusses und des Meeres ein Vorschieben des Ufers bewirkt. In dieser und ähnlicher Weise entstehen die sogenannten „Deltas". Die Wassermenge und die Ausflufsgeschwindigkeit der Ströme allein verhindern die Deltabildung keineswegs; wohl aber kann die Kraft des Wellenschlags vor der Uferlücke, sowie der geringe Gehalt an Sinkstoffen dauernd die Vorrückung des Festlands unmöglich machen.

1) Kleinere Flüsse, die viele Geschiebe zuführen, bewirken das Gegentheil. Vgl. §. 4.

2) Régy, Amélioration du littoral de la Méditerranée. Ann. d. Pts. & Ch. 1863 I p. 209.

(Fortsetzung folgt.)

Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Coblenz, über die Mosel bei Güls und über die Lahn oberhalb Niederlahnstein.

(I. Rheinbrücke bei Coblenz, mit Zeichnungen auf Blatt 20 bis 28 im Atlas und auf Blatt E bis H im Text. — Fortsetzung.)

3. Eisenconstruction. (Blatt F, G und H im Text.)

Die Ueberbrückung der beiden, 106 m zwischen den Pfeilern messenden Hauptöffnungen erfolgt durch je zwei eiserne, 5 m von Mitte zu Mitte von einander entfernte kreisförmig gestaltete Bogen von 107 m Stützweite, $2,_{83}$ m Höhe zwischen oberer und unterer Gurtung, bei einem Radius der Mittellinie von $167,_{9}$ m. Der Bogen trägt in 23 Punkten zwischen Scheitel und Auflager theils direct, theils durch Vermittelung von Stützen die Fahrbahn. Zur Vereinfachung der Construction haben die 23 Stützpunkte des Bogens gleiche Distanz, auf dem Bogen gemessen, erhalten, so dafs die Horizontalprojectionen dieser Distanzen (die Entfernungen der Querträger) vom Scheitel nach den Auflagern zu abnehmen und sämmtlich verschieden sind. Die 23 Knotenpunkte sind durch ein System von gekrenzten Diagonalen von gleichen Längen ausgesteift.

Um das statische Verhalten des Bogens festzustellen, sind für die Punkte desselben, welche 3°, 6°, 9°, 12°, 15°, 18° und 18° 39′ von der durch den Scheitel gehenden Verticale abliegen, die bei verschiedenen Belastungen der Horizontalprojectionen auftretenden Tangentialkräfte P, Radialkräfte Q und Biegungsmomente M berechnet worden. Als Grundlage für die Rechnung sind dabei die von Winkler in seiner Lehre von der Elasticität und Festigkeit §. 280 bis 290, §. 321, §. 324 bis 326 gegebenen Anleitungen benutzt worden.

Es wurden folgende Bezeichnungen angewandt:

a die halbe Spannweite $= 53,_{5}$ m

r der Radius der Bogenmitte $= 167,_{9}$ m

φ der Winkel des in seinen statischen Verhältnissen zu untersuchenden Punktes der Bogenconstruction mit dem vertical stehenden Radius.

α der Centriwinkel des halben Bogens $= 18° 39'$.

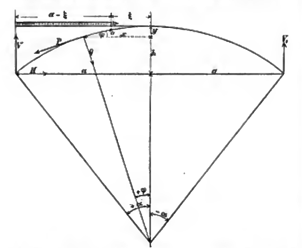
q die gleichmäfsig auf der Horizontalprojection des Bogens vertheilt gedachte mobile Last, im vorliegenden Falle $3,_{35}$ tons pro lfd. m

H der Horizontalschub des Bogens,

V und V_1 die verticalen Auflagerreactionen links und rechts.

Digitized by Google

Trägt der Bogen eine Last, welche gleichmäfsig vom linken Auflager an bis ξ vom Scheitel vertheilt ist, so be-



rechnen sich für beliebige Bogenpunkte (dargestellt als $f(\varphi)$ die P, Q und M nach folgenden Relationen:

In der belasteten Strecke, also vom linken Auflager bis 0, ist $(P = P_1)$

1) $P_1 = - H \cos\varphi - V \sin\varphi + q(a - x)\sin\varphi$. In der unbelasteten Strecke von 0 bis zum rechten Auflager ist $(P = P_2)$

1a) $P_2 = - H \cos\varphi + V_1 \sin\varphi$.

Giebt man Q_1 und Q_2 in Bezug auf ihre Lage zur Last dieselbe Bedeutung, so wird

2) $Q_1 = - H \sin\varphi + V \cos\varphi - q(a - x)\cos\varphi$.

2a) $Q_2 = - H \sin\varphi - V_1 \cos\varphi$.

3) $M_1 = H(h - y) - V(a - x) + q\left(\frac{a - x^2}{2}\right)$.

3a) $M_2 = - V_1(a + x) + H(h - y)$.

In diesen 6 Gleichungen sind die Gröfsen V, V_1 und H unbekannt. V und V_1 sind leicht zu ermitteln, indem

4) $V = q(a - \xi)\left(1 - \frac{a - \xi}{4a}\right)$,

4a) $V_1 = q(a - \xi) - V$ ist.

Ermittelung des Horizontalschubes.

Winkler bestimmt in 146 des §. 321 den Horizontalschub, welchen eine auf den Bogen gelegte Einzellast G in demselben erzeugt, durch den Ausdruck:

$$H = G\left\{\frac{\sin^2\alpha - \sin^2\varphi + 2\cdot\cos\alpha(\cos\varphi - \cos\alpha) - 2(1 + \varkappa)\cos\alpha(\alpha\sin\alpha - \varphi\sin\varphi)}{2[\alpha - 3\sin\alpha\cos\alpha + 2(1 + \varkappa)\alpha\cos^2\alpha]}\right.;$$

$\varkappa$ bedeutet in demselben den Werth $\frac{W}{Fr^2}$,

W Trägheitsmoment des Bogenquerschnitts,

F Flächeninhalt desselben.

Der Ausdruck für H ist richtig aus der Relation §. 283 Nr. 7 $\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{P}{EF} + \frac{M}{EFr}$ hergeleitet und kann daher benutzt werden, um von der Einzellast durch Einführung entsprechender Werthe und Integration zwischen den entsprechenden Grenzen die Horizontalschübe, die eine streckenweise gleichmäfsig vertheilte Last hervorruft, zu ermitteln.

Setzt man statt G den Werth $q\cdot dx = qr\cos\varphi\, d\varphi$, ferner für den von φ unabhängigen Nenner die Bezeichnung N, so wird

$$H = \frac{qr}{N}\int_\varphi^\alpha [\sin^2\alpha - \sin^2\varphi + 2\cdot\cos\alpha(\cos\varphi - \cos\alpha) - 2(1 + \varkappa)\cos\alpha(\alpha\sin\alpha - \varphi\sin\varphi)]\cos\varphi\, d\varphi.$$

Das Integral läfst sich zerlegen, wie folgt:

$$H = \frac{qr}{N}[\underbrace{(\sin^2\alpha - 2\cos^2\alpha)\int_\varphi^\alpha\cos\varphi\, d\varphi}_{1} - \underbrace{\int_\varphi^\alpha\sin^2\varphi\cdot\cos\varphi\, d\varphi}_{2}$$
$$+ \underbrace{2\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\cos^2\varphi\, d\varphi}_{3} - \underbrace{2(1+\varkappa)\cos\alpha\cdot\alpha\cdot\sin\alpha\int_\varphi^\alpha\cos\varphi\, d\varphi}_{4}$$
$$+ \underbrace{2(1+\varkappa)\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\varphi\cdot\sin\varphi\cdot\cos\varphi\, d\varphi}_{5}]$$

oder durch Vereinigung von 1 und 4, wenn gleichzeitig der Coefficient des Gliedes $\int\cos\varphi\, d\varphi$:

$$\sin^2\alpha - 2\cos^2\alpha - 2(1 + \varkappa)\cos\alpha\cdot\alpha\cdot\sin\alpha = \Delta$$

gesetzt wird,

$$5)\quad H = \frac{qr}{N}[\underbrace{\Delta\int_\varphi^\alpha\cos\varphi\, d\varphi}_{I} - \underbrace{\int_\varphi^\alpha\sin^2\varphi\cos\varphi\, d\varphi}_{II} +$$
$$\underbrace{2\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\cos^2\varphi\, d\varphi}_{III} + \underbrace{2(1+\varkappa)\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\varphi\sin\varphi\cos\varphi\, d\varphi}_{IV}].$$

Die Lösung der Integrale ergiebt für

I. $\Delta\int_\varphi^\alpha\cos\varphi\, d\varphi = (\sin\alpha - \sin\varphi)\Delta$.

II. $-\int_\varphi^\alpha\sin^2\varphi\cos\varphi\, d\varphi = -\frac{1}{3}(\sin^3\alpha - \sin^3\varphi)$.

III. $+2\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\cos^2\varphi\, d\varphi = 2\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\left(\frac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi + \frac{\varphi}{2}\right)$

$= 2\cos\alpha\left(\frac{1}{2}\sin\alpha\cos\alpha - \frac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi + \frac{\alpha}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$= \cos\alpha[\sin\alpha\cos\alpha - \sin\varphi\cos\varphi + (\alpha - \varphi)]$.

IV. $+2(1+\varkappa)\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\varphi\sin\varphi\cos\varphi\, d\varphi =$

$= 2(1+\varkappa)\cos\alpha\int_\varphi^\alpha\frac{1}{4}(2\varphi\sin^2\varphi - \varphi + \sin\varphi\cos\varphi)$

$= \frac{(1+\varkappa)\cos\alpha}{2}(2\alpha\sin^2\alpha - \alpha + \sin\alpha\cos\alpha -$

$- (2\varphi\sin^2\varphi - \varphi + \sin\varphi\cos\varphi)$.

Wird $\varphi = -\alpha$ gesetzt, so ergiebt Gleichung 5 die von Winkler unter 157 im §. 324 ausgerechnete Form für den Horizontalschub bei voller gleichmäfsig auf die Horizontalprojection vertheilter Belastung. Rechnet man die Functionen des Winkels α und des Ausdruckes $\varkappa$ darstellenden Coefficienten der variabelen $f(\varphi)$ aus, so ergeben sich: $1 : N = 2(\alpha - 3\sin\alpha\cos\alpha + 2(1 + \varkappa)\alpha\cos^2\alpha)$ und $\varkappa = \frac{W}{Fr^2}$, wie folgt: Der Querschnitt des Bogens hat in der oberen Gurtung 857 qcm, in der unteren 701 qcm; bei 260 cm Abstand der neutralen Axen der Gurtungsflächen wird daher (cfr. Winkler §. 222 Nr. 118):

$$W = \frac{857\cdot 701\cdot 260^2}{857 + 701} = 26\,000\,000,$$

$$Fr^2 = 1558\cdot 16730^2 = 435\,000\,000\,000 \text{ rot.},$$

Digitized by Google

	18° 39'	18°	15°	12°	9°	6°	3°	0	−3°	−6°	−9°	−12°	−15°	−18°	−18° 39'
Ausdruck I in Formel 5. $A(\sin\alpha - \sin\varphi)$															
1 $\sin\varphi$	0,3197222	0,3090170	0,2588190	0,2079117	0,1564345	0,1045287	0,0523359		−0,0523352	−0,1045227	−0,1524345	−0,2079117	−0,2588120	−0,3099170	−0,3127869
2 $\sin\alpha - \sin\varphi$	0,0	0,0107282	0,0609672	0,1118745	0,1633517	0,2152575	0,2274503	0,3127862	0,3721221	0,4243142	0,4762207	0,5276979	0,5786052	0,6282032	0,6325724
3 $\log(\sin\alpha - \sin\varphi)$	$-\infty$	8,0321825	8,7250922	9,0487311	9,2131887	9,3329582	9,4272431	9,5046502	9,5702854	9,6216883	9,6718092	9,1222252	9,7023223	9,7985147	0,8058888
4 $\log A(\sin\alpha - \sin\varphi)$ = Zeile 3 + 0,2765211		8,3087552	9,0616679	9,2253028	9,4896954	9,6095300	9,7032142	9,7814315	9,8472571	9,2042200	9,2543799	9,9288570	0,0389640	0,0150664	0,0224615
5 Werth des Ausdruckes I	0,0020000	0,0903522	0,1152522	0,2114963	0,3062129	0,4022291	0,5056020	0,2045420	0,7024887	0,8021522	0,9002848	0,9972015	1,0938405	1,1827282	1,2098921
Ausdruck II $\frac{1}{2}(\sin^3\alpha - \sin^3\varphi)$															
6 $\sin^3\varphi$	0,0327024	0,0295085	0,0173276	0,0089275	0,2038292	0,0011421	0,0001437		−0,0001437	−0,0011421	−0,0038282	−0,0089875	−0,0173372	−0,0295085	−0,0327024
7 $\sin^3\alpha - \sin^3\varphi$ = 0,0327094 − Zeile 6	0,0000000	0,0031232	0,0153648	0,0237149	0,0222742	0,0315603	0,0325587	0,0327024	0,0328461	0,0338445	0,0365306	0,0416899	0,0500400	0,0622109	0,0254042
8 $\frac{1}{2}(\sin^3\alpha - \sin^3\varphi)$	0,0000000	0,0010846	0,0051216	0,0072050	0,0096241	0,0105201	0,0108328	0,0109008	0,0109487	0,0112815	0,0121762	0,0139000	0,0106800	0,0201870	0,0218016
9 Ausdruck I + II = Zeile (5 + 8)	0,0000000	0,0214235	0,1202785	0,2194013	0,3124316	0,4114592	0,5124212	0,6154498	0,7144374	0,8134297	0,2124217	1,0115015	1,1105905	1,2024758	1,2328927
Ausdruck III $\cos\alpha(\sin\alpha\cos\alpha - \sin\varphi\cos\varphi + \alpha - \varphi)$															
10 arc φ	0,3255039	0,3141523	0,2617294	0,2094325	0,1570782	0,1047198	0,0523599	0,0200000	−0,0523599	−0,1047128	−0,1570722	−0,2024395	−0,2217224	−0,3141593	−0,3255039
11 $\alpha - \varphi$	0,0000000	0,0113440	0,0637945	0,1160644	0,1284242	0,2207841	0,2731440	0,3255032	0,3772638	0,4302237	0,4225826	0,5342434	0,5272033	0,2396632	0,6510078
12 $\sin\varphi \cdot \cos\varphi$	0,3029942	0,2932921	0,2500000	0,2032283	0,1545025	0,1029532	0,0522644	0,0000000	−0,0522644	−0,1029539	−0,1545025	−0,2032683	−0,2500000	−0,2938827	−0,2029842
13 $\sin\alpha\cos\alpha - \sin\varphi\cos\varphi$ = 0,3029942 − Zeile 12	0,0000000	0,0091015	0,0529242	0,0292259	0,1424867	0,1290403	0,2507298	0,5029942	0,3552586	0,4229481	0,4575027	0,5022225	0,5529242	0,5928209	0,6059824
14 $(\alpha - \varphi) + \sin\alpha \cdot \cos\alpha - \sin\varphi\cos\varphi$ = Zeile (11 + 12)	0,0020000	0,0204461	0,1126287	0,2150003	0,3162100	0,4128244	0,5228138	0,6281981	0,7331224	0,2371718	0,2406862	1,0412052	1,1402215	1,2365501	1,2569862
15 log des Ausdruckes in Zeile 14	$-\infty$	8,3100125	9,0670662	9,3322206	9,5002239	9,6220677	9,7192267	9,7983040	9,8651165	9,9222142	9,9721077	0,0115824	0,0570218	0,0922116	0,0923354
16 Zeile 15 + (log cos α = 9,9125145)	0,0000000	8,2871850	9,0432405	9,3104051	9,4175104	9,5926422	9,6958012	9,7742185	9,8417510	9,8283291	9,2497427	9,2941528	0,0335926	0,0687201	0,0759085
17 Werth des Ausdruckes III	0,0000000	0,0123725	0,1105708	0,2043243	0,3002629	0,3277794	0,4222650	0,5254254	0,6940260	0,1922115	0,8201220	0,2260867	1,0804200	1,1710181	1,1909905
Ausdruck IV $(1+x)\cos\alpha[2\alpha\sin^2\alpha - \alpha + \sin\alpha\cos\alpha - (2\varphi\sin^2\varphi - \varphi + \sin\varphi\cos\varphi)]$															
18 $\varphi\sin^2\varphi$		0,0299226	0,0175372	0,0090526	0,0038440	0,0011445	0,0001434	0,0	−0,0001434	−0,0011445	−0,0022440	−0,0020532	−0,0175372	−0,0222292	
19 $2\varphi\sin^2\varphi$		0,0522292	0,0350744	0,0181072	0,0072880	0,0022290	0,0002268		−0,0002268	−0,0099820	−0,0072820	−0,0181072	−0,0350744	−0,0529222	
20 $\sin\varphi\cos\varphi$		0,2938927	0,2500000	0,2032682	0,1545085	0,1039539	0,0522644		−0,0522644	−0,1029539	−0,1545083	−0,2022683	−0,2500000	−0,2822227	
21 $2\varphi\sin^2\varphi + \sin\varphi \cdot \cos\varphi$		0,3538919	0,2250744	0,2214155	0,1221965	0,1064429	0,0525512		−0,0525512	−0,1022429	−0,1221965	−0,2214755	−0,2250144	−0,3538219	
22 $2\varphi\sin^2\varphi + \sin\varphi \cdot \cos\varphi - \varphi$		0,0297326	0,2232750	0,0120360	0,0051109	0,0015231	0,0001913		−0,0001212	−0,0015231	−0,0051169	−0,0120360	−0,0222750	−0,0327326	−0,0440645
23 $\int_{\varphi}^{\alpha}(2\varphi\sin^2\varphi + \sin\varphi\cos\varphi - \varphi)$ = 0,0440645 − Zeile 22		0,0042216	0,0207885	0,0320285	0,0289412	0,0425414	0,0428732	0,0440645	0,0442558	0,0453876	0,0481814	0,0561005	0,0813335	0,0927271	0,0881220
24 log des Werthes in Zeile 23		7,6366184	8,3178441	8,5055368	8,5204807	8,6288118	8,2421293	8,6440882	8,2459702	8,6522427	8,6918009	8,7482662	8,2282299	8,2262290	8,2431182
25 Zeile 23 + $\left[\log\frac{(1+x)\cos\alpha}{2} = 9,2755704\right]$		7,2122422	7,9234145	8,1211071	8,2020511	8,2043222	8,3176191	8,3197062	8,3215406	8,3344171	8,3672713	8,4245372	8,5028403	8,5221294	8,6206822
26 Werth des Ausdruckes IV		0,0020522	0,0028495	0,0151742	0,0124523	0,0201550	0,0207260	0,0208706	0,0202672	0,2215922	0,0232002	0,0265789	0,0319032	0,0527008	0,0417531
27 Summe III + IV Zeile 17 u. 26		0,0214248	0,1204203	0,2125285	0,3127912	0,4179344	0,5171510	0,2123720	0,7155282	0,8149097	0,9140222	1,0132056	1,1122236	1,2113182	1,2327432
28 I + II + III + IV		0,0000013	0,0000418	0,0001372	0,0002226	0,0004540	0,0002891	0,0009222	0,2011552	0,0012700	0,0015611	0,0017041	0,0012031	0,0012431	0,0018439
29 log des Werthes in Zeile 28		4,1129434	5,2211722	6,1373541	6,4527062	6,2853224	6,2322222	6,9642251	7,0622227	7,1327206	7,1234307	7,2214951	7,2660128	7,2255489	7,2651314
30 $\log\left[\frac{qr}{N}(I + II + III + IV)\right]$ = Zeile 29 + 5,4512233		9,5252077	1,0731390	1,5892174	1,9046695	2,1273467	2,2202455	2,4167294	2,5142400	2,5886239	2,6453240	2,6634584	2,7072231	2,7175122	2,7177007
31 Horizontalschub in Tonnen		0,228	11,234	38,843	80,291	137,192	195,095	261,022	327,225	387,868	441,271	482,457	510,425	521,210	522,032

$\varkappa = \frac{26}{435000} = 0{,}0000597$

$\alpha = 18^{\circ}\,39' = +\,0{,}3255032$

$-\,3 \sin\alpha \cos\alpha = \qquad -\,0{,}9089826$

$2(1+\varkappa)\,\alpha \cos^2\alpha = +\,0{,}5844265$

$+\,0{,}9099724$

$-\,0{,}9089826$

$0{,}0009898 \cdot 2 = \text{Nenner} =$

$0{,}0019796 = \text{num. } 7{,}2965774.$

Ausdruck $A \cdot \sin^2\alpha - 2\cos^2\alpha - 2(1+k)\cos\alpha \cdot \alpha \cdot \sin\alpha$

$\sin^2\alpha = +\,0{,}10226336$

$-\,2\cos^2\alpha = \qquad -\,1{,}7954727$

$-\,2(1+\varkappa)\alpha\cos\alpha\sin\alpha = -\,0{,}1972434$

$-\,1{,}8902771$

$A = -\,1{,}8904722 = \text{num. } 0{,}2765717$

Coefficient von III $2 \cdot \cos\alpha = 1{,}8949796$

Coefficient von IV $\frac{1+\varkappa}{2}\cos\alpha = 0{,}4737791 = \text{num. } 9{,}6755704$

Tabelle A.

Tangentialkräfte, Radialkräfte und Biegungsmomente

Länge der unbelasteten Strecke (2a—l)	Intensität des Horizontalschubes	Intensität der senkrechten Reaction am linken (V) Auflager	Intensität der senkrechten Reaction am rechten (V_1) Auflager	Länge der belasteten Geleisstrecke in Meter l m	Bei einer Belastung vom linken Auflager von bis	φ	18° 39′			+18°			+15°			+12°			+9°			+6°		
						h—y	0			0,597			3,051			5,129			6,735			7,869		
						a—x	0			1,801			10,200			18,116			27,329			36,012		
						sin φ	0,31979			0,30202			0,25882			0,20791			0,15643			0,10452		
						cos φ	+0,94749			+0,95106			+0,96593			+0,97815			+0,98769			+0,99452		
							P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M
107	0	0	0	0	18° 39′	vom Bogenscheitel durch 3,35 Tonnen pro lfd. Meter Geleise																		
105,192	0,969	5,382	0,051	1,901	+18°	M		+ 5,48	0	— 0,33	— 0,16	— 5,13	— 0,36	— 0,14	— 3,01	— 0,35	— 0,13	— 2,61	— 0,36	— 0,11	— 1,6	— 0,36	— 0,09	— 0,7
96,2	11,834	32,553	1,617	10,2	+15°	M		+27,07	0	— 19,49	+ 21,56	—46,2	— 11,01	— 4,68	—121,2	— 11,21	— 4,04	— 82,1	— 11,41	— 3,45	— 49,3	— 11,60	— 2,05	— 21,7
88,964	38,643	57,342	5,647	18,712	+12°	M		+42,2	0	— 52,77	+ 30,7	— 74,5	— 43,49	+12,23	—292,2	— 36,86	—13,41	—285,5	— 37,30	—11,56	—173,5	— 38,05	— 9,55	— 81,7
79,671	80,390	79,359	11,693	27,329	+ 9°	M		+50,0	0	— 99,12	+ 45,4	—90,3	— 89,36	+23,35	—392,7	— 82,10	+ 0,09	—496,1	— 77,48	—24,11	—391,5	— 78,69	—20,02	—198,3
70,988	137,166	100,999	20,301	36,012	+ 6°	M		+51,5	0	—159,6	+ 46,88	—93,4	—149,0	+28,41	—436,1	—141,9	+ 8,3	—597,5	—136,6	—12,75	—568,5	—134,3	—34,52	—371,0
62,236	195,099	118,553	31,340	44,744	+ 3°	M		+49,9	0	—220,3	+ 46,73	—91,2	—210,3	+31,01	—437,2	—202,1	+14,07	—631,3	—196,9	— 3,85	—673,9	—193,8	—22,17	—561,9
53,5	261,099	134,410	44,800	53,5	0°	M		+44,0	0	—288,9	+ 41,47	—80,8	—280,1	+29,36	—391,6	—270,3	+15,87	—590,9	—264,6	+ 1,5	—666,8	—261,1	—13,55	—613,9
44,711	327,225	147,083	60,676	62,256	— 3°	M		+35,2	0	—355,0	+ 33,89	—65,6	—345,7	+25,15	—325,0	—337,7	+15,20	—502,7	—332,0	+ 4,45	—589,9	—328,3	— 7,11	—578,4
36,012	387,666	158,924	78,666	70,988	— 6°	M		+26,6	0	—416,1	+ 25,55	—49,2	—406,9	+20,2	—250,6	—399,4	+13,66	—398,2	—393,6	+ 5,87	—483,6	—389,5	— 2,18	—498,2
27,322	441,971	167,556	99,342	79,671	— 9°	M		+17,5	0	—470,2	+ 17,04	—32,5	—461,4	+14,45	—171,8	—454,1	+10,68	—282,5	—448,1	+ 5,92	—355,9	—444,5	+ 0,46	—383,9
18,716	482,457	173,732	122,113	88,284	—12°	M		+10,3	0	—510,7	+ 10,11	—17,3	—502,1	+ 9,34	—110,0	—495,0	+ 8,21	—190,5	—489,4	+ 5,7	—252,6	—485,4	+ 2,20	—288,0
10,2	510,405	177,590	146,222	96,800	—15°	M		+ 4,8	0	—538,5	+ 5,42	— 8,7	—530,2	+ 6,42	— 62,6	—523,2	+ 6,27	—126,9	—517,7	+ 5,13	—169,6	—513,6	+ 3,31	—206,4
1,201	521,810	179,074	173,263	105,192	—18°	M		+ 3,3	0	—549,7		— 5,7	—542,5		— 44,0	—534,0		— 90,3	—529,1		—136,5	—525,0		—174,0
0	522,036	179,225	179,225	—	18° 39′	M		+ 3	0	—550,3	+ 3,1	— 5,7	—541,8	+ 5,0	— 43,9	—534,9	+ 5,44	— 90,1	—529,3	+ 4,93	—136,2	—525,3	+ 3,70	—174,1
unter alleiniger Einwirkung des Eigengewichts																								
	467,5	160,50	160,50			M	493	2,7	0	493	3,0	5,1	485	4,5	39,2	479	4,9	81	475	4,1	122	471	3,2	150

Ermittelung der Gurtungsquerschnitte.

Es bezeichnen f_1 den Querschnitt der oberen Bogengurtung in qcm, f_2 den der unteren Gurtung, l_1 und l_2 den Abstand der Gurtungsschwerpunkte von der Stützlinie, e die Entfernung der Stützlinie von der Bogenaxe, so ist (cfr. Winkler §. 295. 3).

$$6) \quad f_1 = \frac{P l_2}{h k} = \frac{P}{h k}\left(\frac{a}{2} + e\right) = \frac{P}{h k}\left(\frac{a}{2} + \frac{M}{P}\right)$$

$$= \frac{1}{h k}\left(P\,\frac{a}{2} + M\right).$$

$$6a) \quad f_2 = \frac{P l_1}{h k} = \frac{1}{h k}\left(P\,\frac{a}{2} - M\right).$$

Da die Berechnung der Horizontalschübe einen constanten Querschnitt des Bogens voraussetzt, und ein solcher auch in der Construction beibehalten worden ist, so dienen die Gleichungen für f_1 und f_2 zur Bestimmung der Anstrengungen k_1 und k_2 der oberen und unteren Gurtung bei wechselnden P und M.

Es sind dabei die vollen P und M zu berücksichtigen, also die Tangentialkräfte, welche durch das Eigengewicht erzeugt werden, addirt zu denen, welche die mobile Last hervorruft. Das Gleiche gilt von den Biegungsmomenten. Die Tabelle A giebt unter der Bezeichnung M und P die aus der mobilen Belastung hervorgehenden Biegungsmomente und Tangentialkräfte; in der letzten Zeile die Werthe derselben bei alleiniger Einwirkung des Eigengewichts.

Die M sind auf Blatt F Fig. 1 auf der abgewickelten Bogenmitte als Axe durch Ordinaten in den betreffenden

Digitized by Google

Erster Theil d. Klammer in IV $2\alpha \sin^3 \alpha = 0{,}10666743$

$$+ \sin\alpha \cos\alpha = 0{,}18022242$$

$$0{,}28695684$$

$$-\alpha \quad = -0{,}22255022$$

$$2\alpha \sin^3\alpha + \sin\alpha\cos\alpha - \alpha = 0{,}06440645$$

Zur Berechnung der Horizontalschübe sind die $ff(\varphi)$ für $\varphi = \pm 3^0 \pm 6^0 \pm 9^0 \pm 12^0 \pm 15^0 \pm 18^0$ und $\pm 18^0 39'$ bestimmt und in 5 eingesetzt worden. Die meisten der $ff(\varphi)$ sind in der dem Winkler'schen Werke angehängten Tabelle zu finden. (Es sei nur auf den Druckfehler aufmerksam gemacht, wonach daselbst sin 18^0 fälschlich $= 0{,}2031070$ statt $0{,}3090170$ aufgeführt ist). Die Ausrechnung der Horizontalschübe ist auf den folgenden Seiten zusammengestellt, so dafs die Operationen von Zeile zu Zeile auf einander folgen und dadurch die Revision erleichtern.

Durch Einsetzung der Horizontalschübe und ihrer bezüglichen Auflagerreactionen in die Gleichungen 1 bis 3 sind nun für die Bogenpunkte $\pm 3^0 \pm 6^0$, etc. die verschiedenen Tangential-(P), Transversalkräfte (Q) und Biegungsmomente (M) ausgerechnet und in der folg. Tab. A zusammengestellt.

im Bogen bei mobiler und permanenter Belastung.

+3°			0°			−3°			−6°			−9°			−12°			−15°			−18°			18° 39′		
8,556			8,785			8,556			7,869			6,725			5,128			3,084			0,597			107		
44,744			53,500			62,256			70,286			79,671			88,381			96,806			105,139			0		
0,05234			0			−0,05234			−0,10453			−0,15643			−0,20791			−0,25882			−0,30902			−0,31972		
+0,99863			+1,00			+0,99863			+0,99452			+0,98769			+0,97815			+0,96593			+0,95106			+0,94749		
P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M	P	Q	M
																								0		
−0,30	−0,07	−0,0	−0,37	−0,05	+0,5	−0,37	−0,03	+0,2	−0,37	−0,01	+1,0	−0,37	−0,01	+1,1	−0,57	+0,03	+0,9	−0,57	+0,05	+0,6	−0,57	+0,07	+0,1			0
−11,73	−2,22	+0,9	−11,85	−1,62	+17,5	−11,8	−1,0	+28,9	−11,24	−0,57	+34,2	−11,24	+0,25	+35,4	−11,91	+0,88	+30,4	−11,86	+1,5	+20,0	−11,75	+2,12	+4,8			0
−38,5	−7,67	−7,4	−38,84	−5,55	+49,3	−39,08	−3,41	+88,2	−39,21	−1,46	+109,1	−39,25	+0,6	+112,1	−39,15	+2,65	+97,0	−38,96	+4,7	+61,73	−38,66	+6,73	+13,4			0
−79,57	−15,88	−41,0	−80,5	−11,69	+79,0	−80,78	−7,48	+163,8	−81,07	−3,34	+210,7	−81,13	+1,01	+220,4	−80,27	+5,26	+193,0	−80,58	+9,49	+128,4	−79,98	+14,69	+26,9			0
−135,2	−27,45	−90,0	−137,2	−20,3	+119,3	−138,1	−13,02	+265,5	−138,4	−5,75	+338,5	−138,7	+1,41	+367,2	−138,4	+8,67	+323,7	−137,6	+15,2	+215,9	−136,76	+23,51	+45,4			0
−193,2	−41,51	−281,2	−195,1	−31,34	+37,3	−196,6	−21,09	+267,0	−197,3	−10,78	+406,6	−197,6	−0,44	+458,6	−197,3	+9,91	+414,1	−196,6	+20,23	+278,0	−195,2	+30,48	+60,0			0
−259,9	−29,13	−427,3	−261,1	−44,61	−103,5	−263,1	−31,08	+229,1	−264,2	+17,37	+441,0	−264,2	−3,41	+531,3	−264,7	+10,46	+500,5	−263,6	+24,3	+348,7	−262,2	+38,07	+75,2			0
−326,7	−19,12	−463,7	−327,2	−31,34	−242,7	−330	−43,45	+85,6	−331,8	−26,14	+389,9	−332,7	−8,74	+542,4	+332,7	+8,68	+542,7	−331,6	+26,06	+390,3	−330,0	+43,31	+86,1			0
−388,8	−11,39	−438,9	−387,9	−20,6	−300,7	−390,9	−29,26	−83,4	−394,0	−37,22	+211,3	−396,4	−17,24	+452,5	−395,8	+3,49	+522,9	−395,1	+24,12	+391,6	−393,3	+44,63	+89,5		+50	0
−442,8	−5,49	−362,2	−442,0	−11,67	−287,3	−443,5	−17,81	−157,9	−446,9	−23,67	+24,26	−452,1	−28,96	+254,2	−453,0	−5,58	+407,0	−452,6	+18,42	+349,7	−451,0	+42,06	+85,2		+47,8	+0
−483,0	−1,44	−292,4	−482,5	−5,32	−271,3	−483,6	−9,52	−196,4	−486,5	−13,29	−95,0	−491,1	−16,54	+34,7	−497,3	−19,04	−191,4	−497,9	+6,93	+243,4	−496,2	+32,25	+68,2		+38,6	0
−511,2	+0,88	−225,3	−510,3	−1,63	−223,6	−511,4	−4,15	−196,9	−514,0	−6,84	−149,3	−518,3	−8,58	−84,4	−523,9	−9,42	−5,7	−531,0	−9,56	+78,0	−530,6	+18,95	+40,6		+24,4	+0
−522,6		−199,0	−521,8		−207,4	−522,6		−198,1	−524,9		−172,3	−529,2		−123,6	−534,7		−86,6	−540,6		−39,6	−549,9		−0,5			0
−523,2	+1,97	−199,5	−522,0	0	−208,2	−523,2	−1,97	−199,3	−525,3	−3,70	−174,1	−528,3	−4,93	−136,2	−534,2	−5,44	−90,4	−541,3	−5,0	−43,9	−550,3	−3,40	−5,7		−3	0
von 3 Tonnen pro lfd. Meter																										
469	1,8	178	468	0	186	469	1,8	178	471	3,3	156	475	4,4	122	479	4,9	81	485	4,5	39,2	493	3,0	5,1	493	2,7	0

Bogenpunkten verzeichnet. Die Endpunkte der für eine Belastungsart zusammengehörigen Ordinaten sind durch eine volle Linie verbunden, welche in der belasteten Strecke stärker als in der unbelasteten ausgezogen ist. — Fig. 1 auf Blatt F ist gleichsam die Horizontalprojection der Momentencurven.

In Fig. 1 auf Blatt G sind dieselben Werthe in ihrer Verticalprojection dargestellt, indem die verschieden weit belastet gedachten Bogenaxen um die Differenz ihrer belasteten Strecken von einander entfernt aufgetragen sind.

Die Werthe der P und M sind an den betreffenden Punkten eingetragen. So bedeuten z. B. die beiden Zahlen 375 (fett und stehend) und 964 (in gewöhnlicher Schrift), welche am Kreuzungspunkte der durch -12^0 bezeichneten Horizontalen mit der $+9^0$ bezeichneten Verticalen eingeschrieben sind, dafs bei einer Belastung des Bogens vom linken Auflager bis 12^0 rechts vom Scheitel (-12^0) in dem 9^0 vom Scheitel abstehenden Bogenschnitte eine Tangentialkraft P von 964 t wirkt und ein den Bogen nach unten durchbiegendes Moment auftritt von 375 Meter-tons. — Böge das Moment nach oben, so würde die Zahl in Contour mit stehenden Ziffern eingetragen sein.

In dem so hergestellten Netze sind die Punkte, welche gleiche Biegungsmomente bei den verschiedenen Belastungen aufweisen, durch volle fette resp. volle dünne Linien verbunden. Sie steigen von 100 zu 100 m. Die Punkte, welche gleiche Tangentialkräfte aufweisen, sind von 50 zu 50 t durch Linien verbunden. Da nun nach Formel 6 und 6_a

Digitized by Google

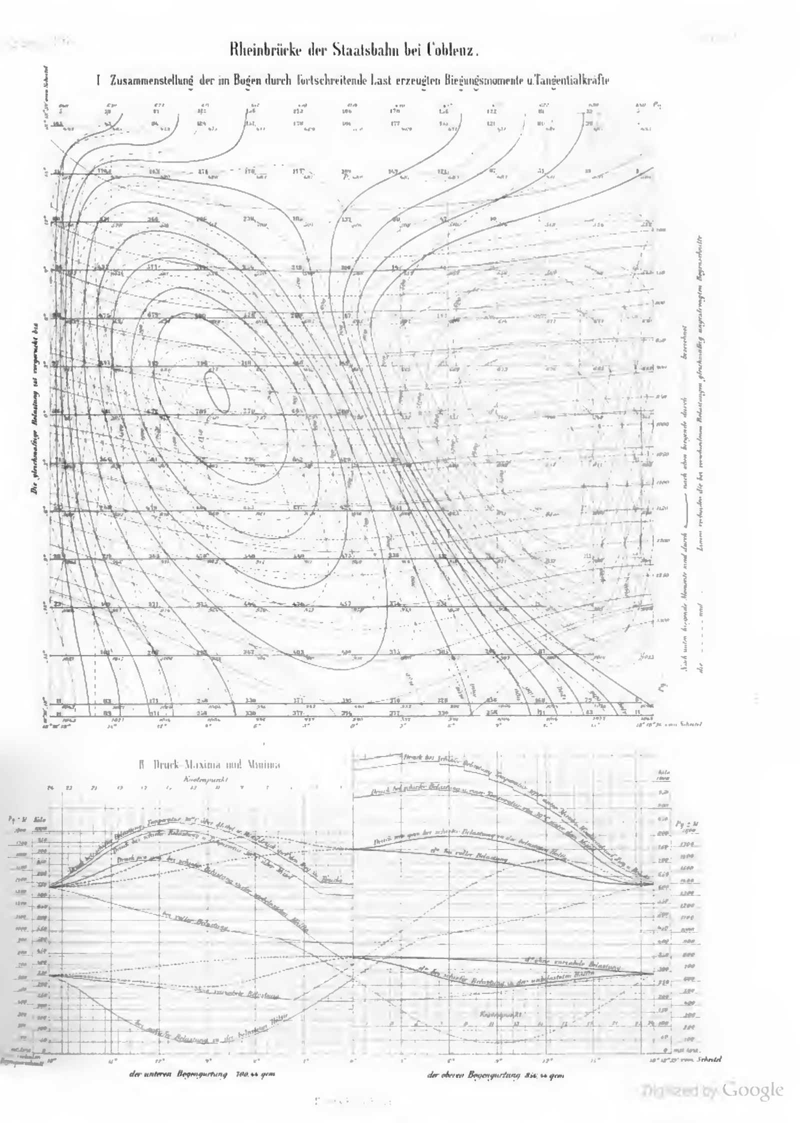
1. Anstrengungen der oberen Gurtung (856 qcm Querschnitt).

		18° 39′	18°	15°	12°	9°	6°	3°	0°
1	σ_p	− 290	− 290	− 305	− 320	− 340	− 350	− 356	− 360
2	σ_π max	+ 0	+ 3	+ 25	+ 70	+ 97	+ 75	+ 36	+ 8
3	σ_π min	− 330	− 332	− 350	− 420	− 450	− 450	− 420	− 390
4	σ_π max − σ min	+ 330	+ 333	+ 375	+ 490	+ 547	+ 525	+ 456	+ 398
5	$\sigma_p + n\sigma_\pi$ min $n = 3,5$	−1445	−1450	−1530	−1790	−1915	−1925	−1826	−1725
6	$n(\sigma_\pi \max - \sigma_\pi \min)$	+1155	+1165	+1312	+1715	+1915	+1838	+1596	+1393
7	$\frac{\Delta}{k} = \frac{n(\sigma_\pi \max - \sigma_\pi \min)}{\sigma_p + n\sigma_\pi \min}$	− 0,8	− 0,804	− 0,860	− 0,96	− 1,0	− 0,96	− 0,884	− 0,81
8	k aus dem positiven Curvenaste	2420	2410	2320	2180	2120	2180	2300	2400
9	in tons $P_p + n P_\pi$ min bei $f = 856,44$	1236	1240	1310	1532	1640	1650	1563	1476
10	Danach sollte fürs absolute Maximum f sein = qcm	510	515	565	703	774	756	680	615
	$\sigma_p + \sigma_\pi$ min, wirkliche Spannung des Querschnittes von 856,44 qcm	620	622	655	740	790	800	776	750
	Theoretisches σ max, wenn für f die Werthe der Col. 10 ausgeführt würden	1038	1034	993	900	875	905	978	1040

2. Anstrengungen der unteren Gurtung (700 qcm Querschnitt).

		18° 39′		18°		15°		12°		9°		6°		3°		0°	
1	σ_p	−350		−350		−320		−290		−270		−250		−240		−230	
2	σ_π max	0		+30		+150		+220		+220		+170		+ 50		−100	
3	σ_π min	−400		−410		−520		−580		−540		−440		−310		−270	
4	σ_π max − σ_π min	+400		+440		+670		+800		+760		+610		+360		+170	
5	$\sigma_\pi + \sigma_\pi n$ max Nicht eingeklammert $n = 3,5$ Eingeklammert $n = 2,5$	−350	−(350)	−245	−(275)	+205	+(55)	+480	+(260)	+500	+(280)	+345	+(175)	−65	−(115)	−580	−(480)
6	$n(\sigma_\pi \max - \sigma_\pi \min)$	+1400	+(1000)	+1540	+(1100)	+2345	+(1675)	+2800	+(2000)	+2660	+(1900)	+2135	+(1525)	+1260	+(900)	+595	+(425)
7	$\frac{\Delta}{k} = \frac{n(\sigma_\pi \max - \sigma_\pi \min)}{\sigma_p + n\sigma_\pi \max}$	−4,0	−(2,86)	−6,3	−(4,0)	+11,5	+(305)	+5,83	+(7,7)	+5,32	+(6,8)	+6,19	+(872)	−19,4	+(7,82)	+1,02	−(0,885)
8	k conf. bei den unterstrichenen k ist positives $\frac{\Delta}{k}$ benutzt	560	(800)	350	(560)	180	(70)	380	(290)	420	(330)	360	(250)	111	(280)	2050	(2290)
9	$(\sigma_p + n\sigma_\pi \max)(f - 700)\, ^1/_{100}$ Kraft in Tonnen	245	(245)	172	(193)	143	(38)	336	(182)	350	(196)	241	(123)	46	(81)	406	(336)
10	$\sigma_p + n\sigma_\pi$ min	−1750	−(1350)	−1785	−(1375)	−2140	−(1620)	−2320	−(1740)	−2160	−(1620)	−1790	−(1350)	−1325	−(1015)	−1175	−(905)
11	$(\sigma_p + n\sigma_\pi \min) f\, ^1/_{1000}$	1225	(945)	1250	(963)	1498	(1134)	1624	(1218)	1512	(1134)	1253	(945)	928	(711)	823	(633)
12	$\frac{\Delta}{k} = \frac{n(\sigma_\pi \max - \sigma_\pi \min)}{\sigma_p + n\sigma_\pi \min}$	−0,80	−(0,74)	−0,86	−(0,80)	−1,1	−(1,03)	−1,21	−(1,15)	−1,23	−(1,17)	−1,19	−(1,13)	−0,95	−(0,88)	−0,51	−(0,47)
13	k der positiven Curve für die negativen $\frac{\Delta}{k}$ der vorigen Zeile	2420	(2510)	2320	(2420)	1970	(2070)	1830	(1910)	1820	(1780)	1860	(1940)	2190	(2280)	2880	(2920)
14	danach sollte f sein für das absolute max	506	(377)	540	(398)	700	(548)	888	(640)	830	(637)	673	(486)	424	(312)	286	(217)
15	$\sigma_p + \sigma_\pi$ min wirkliche Spannung im Querschnitte von 700,44 qcm	750	(750)	760	(760)	840	(840)	870	(870)	810	(810)	690	(690)	550	(550)	500	(500)
16	Theoretisches σ max tritt ein, wenn die Querschnitte der Col. 14 ausgeführt würden	1037	(1394)	986	(1340)	772	(1073)	686	(955)	683	(890)	715	(992)	910	(1230)	1225	(1615)

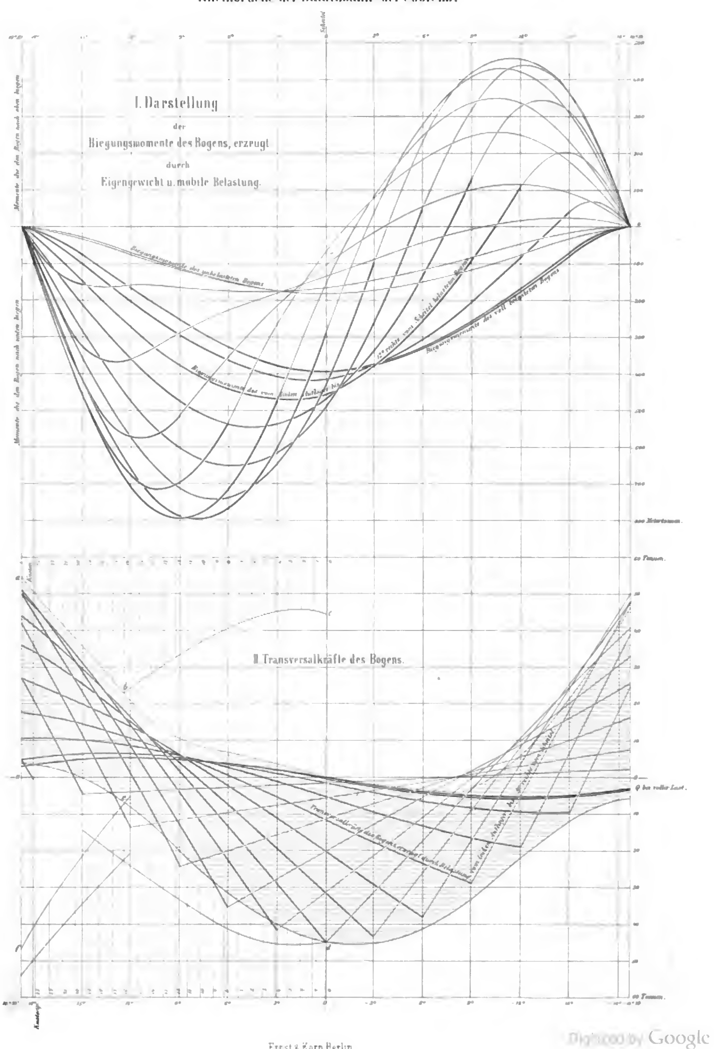
Digitized by Google


Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.
I. Zusammenstellung der im Bogen durch fortschreitende Last erzeugten Biegungsmomente u. Tangentialkräfte
II. Druck-Maxima und Minima
Knotenpunkt
der unteren Bogengurtung
der oberen Bogengurtung
bei voller Belastung
Digitized by Google



Digitized by Google

Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.



Ernst & Korn Berlin

Digitized by Google



Digitized by Google

die Querschnitte der Gurtungen bei constanter Spannung, bezw. die Spannungen bei constantem Querschnitte nicht direct von P, sondern von $P\frac{a}{2}$ abhängen, so ist zwischen das Netz der P ein punktirtes Netz für den um je 100 Metertons wechselnden Werth der $P\frac{a}{2}$ (wo $\frac{a}{2} = 1$ gesetzt ist) interpolirt. So sind die ········ gezeichneten Linien die Verbindung der Punkte, welche gleiche Werthe für $\left(-P\frac{a}{2} - M\right)$ aufweisen, die ········· gezeichneten Linien Verbindungen der Punkte, welche gleiche $\left(-P\frac{a}{2} + M\right)$ haben.

Die Verticalprojection des maafsstäblich aufgetragenen ······· bezw. ·········· Curven-Netzes liefert die Umhüllungscurve der gröfsten Werthe $\left(-P\frac{a}{2} \pm M\right)$, wie sie in Fig. 2 auf Blatt F aufgezeichnet ist. Die Maafsstäbe in dieser Figur haben ein solches Verhältnifs, dafs für die obere Gurtung 1000 k einem Werthe $\left(-P\frac{a}{2} - M\right)$ von $f \cdot h = 2{,}_{6} \cdot 856{,}_{44} = 2230$ entsprechen. Für die untere Gurtung ist $1000\ k = 700{,}_{44} \cdot 2{,}_{6} = 1820$.

Will man für die Bestimmung der zulässigen Anspannung die Grenzen der auftretenden Spannungen um die Ruhelage mit berücksichtigen (cfr. Schäffer, Zeitschr. f. Bauwesen 1874), so kann man statt der Kräfte P_p, P_n etc. die Spannungen σ_p, σ_n etc. setzen und daraus die zulässige Anstrengung k bestimmen. Der von Schäffer angegebene Coefficient, welcher den Stöfsen der Verkehrslast Rechnung trägt, ist mit $3{,}_{5}$ wohl sehr hoch gegriffen, mag aber für die obere Gurtung des Bogens, welche wenigstens im Scheitel diesen Einflüssen direct ausgesetzt ist, gerechtfertigt sein; für die untere Gurtung möchte ein Coefficient $2{,}_{3}$ hinreichend erscheinen, und sind die demselben entsprechenden Werthe in der Tabelle der Spannungen der unteren Gurtung mit aufgeführt.

Die übrigen Werthe entsprechen den im angezogenen Aufsatze von Schäffer eingeführten Rechnungsgröfsen, nur dafs in allen Fällen, in welchen es thunlich war, statt der Kräfte, die aus Fig. 3 des Blattes F ersichtlichen Spannungen pro qcm eingeführt sind.

Einflufs der Temperatur.

In dem Folgenden sind die von Winkler in seinen §§. 357 u. f. gebrauchten Bezeichnungen beibehalten.

Es wird bei einer Ueberschreitung der mittleren Temperatur um t Grad Celsius die Längenänderung von Schmiedeeisen $0{,}_{0000118}$ der Länge betragen.

Der durch die Längenveränderung bedingte Horizontalschub (cfr. 309 §. 364) ist

$$H = -\frac{2\,EW\varepsilon t \sin\alpha}{r^2[(\alpha - 3\sin\alpha\cdot\cos\alpha + 2\,\alpha\cos^2\alpha) + 2\varkappa\alpha\cos^2\alpha]};$$

wird r als $f(h)$ dargestellt, wo h die Sehnenhöhe des Bogens bedeutet, so wird

$$H = -\frac{EW\varepsilon t}{h^2}\cdot\frac{2\sin\alpha(1-\cos\alpha)^2}{\alpha - 3\sin\alpha\cos\alpha + 2(1+k)\alpha\cos^2\alpha}.$$

Die von Winkler mit $\varkappa$ bezeichnete $f(\alpha)$ berechnet sich zu $1{,}_{78167}$. $E\varepsilon t = 24{,}_{07} \cdot t$ (cfr. §. 357 Winkler). t, die Abweichung von der mittleren Temperatur, zu 30° C. angesetzt: $E = 2040000$, wird $E\varepsilon t = 722{,}_{1}$. Es ist dann die Anstrengung des Materiales $N = \frac{H\cdot e\cdot a}{w}$, worin e = dem Abstande der neutralen Schicht des Bogens von der Richtung des Horizontalschubes, a den Abstand der äufsersten Faser von der Bogenaxe bedeutet. In der Rechnung ist bisher die neutrale Schicht als mit der Bogenaxe zusammenfallend betrachtet worden. Es soll das auch hier geschehen, dann aber a als Abstand der äufsersten Faser mit seinen wirklichen Werthen 128 cm für die obere, 155 cm für die untere Gurtung eingeführt werden. Es wird nun bei einem Hinabgehen der Temperatur unter die mittlere die dadurch erzeugte Spannung in der oberen Gurtung

$$N_0 = \frac{1{,}_{78167}\cdot 722{,}_{1}\cdot 128}{878{,}_{5}^2}\,e = 0{,}_{21338}\,e,$$ in der unteren Gurtung

$$N_u = \frac{1{,}_{78167}\cdot 722{,}_{1}\cdot 155}{878{,}_{5}^2}\,e = 0{,}_{25832}\,e.$$

l entspricht den in Tabelle A aufgeführten Werthen $h - y$ und es wird

	im Querschnitt 0°	3°	6°	9°	12°	15°	18°	18° 39' v. Scheitel
die durch Temperaturunterschiede erzeugte Spannung der oberen Gurtung	$h-y$=878,5 cm	855,8	786,8	672,5	512,9	308,4	59,7	0
bei 30° unter dem Mittel	187 kg	183	168	144	110	66	13	0
desgl. der unteren Gurtung								
bei 30° über dem Mittel	227	222	204	174	133	80	16	0
im Mittel	207	202	102	87	66	40	8	0
							pro qcm	

Die Winddruck-Verhältnisse.

Die Einwirkung des Windes auf die Brückenconstruction setzt sich aus folgenden Factoren zusammen:

Befindet sich ein Zug auf der Brücke, so beträgt die durchschnittliche Wagenhöhe über Schienenoberkante $3{,}_{25}$ m; von diesen bieten jedoch nur $2{,}_{3}$ m dem Winde Widerstand. In der Richtung des Geleises sind ebenso die Pufferlängen mit $^1/_6$ der Wagenlänge abzuziehen. Der vom Winde gedrückte Zug greift also die Horizontalconstruction mit $^5/_6 \cdot 2{,}_{3}\,p = 1{,}_{92}\,p$ an, wo p den Windruck pro qm bedeutet. Dieser wird mit 125 kg pro qm genügend berücksichtigt. Die Fahrbahn von Schienenträger-Unterkante bietet dem Winde eine Fläche von $0{,}_{73}$ m Höhe, also pro lfd. m $0{,}_{73}\,p$.

Die obere und untere Bogengurtung wird mit $0{,}_{6}\,p$ in Rechnung gestellt. Der Druck auf die Fahrbahnstützen wird auf Fahrbahn und obere Bogengurtung vertheilt in der Strecke

Digitized by Google

von $11{,}344$ m vom Scheitel bis zum Auflager. In dieser Strecke wirken auf das Feld, welches die längste Fahrbahnstütze von $7{,}6$ m Länge hat, bei einer Breiteannahme von $0{,}4$ m

$$\frac{0{,}4 \cdot 7{,}6 \cdot p}{2 \cdot 2{,}27} = \text{rot. } 0{,}67\ p \text{ pro lfd. m,}$$

welche Belastung bis $11{,}344$ m vom Scheitel auf 0 hin abnimmt. Die Belastung der Horizontalverbände setzt sich nun aus folgenden Gröfsen zusammen:

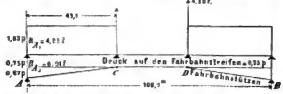
1) Winddruck auf den Zug pro lfd. m $1{,}83\ p$
2) " " die Fahrbahn pro lfd. m $0{,}75\ p$
3) " " obere Bogengurtung p. lfd. m $0{,}2\ p$
4) " " Fahrbahnstützen von $0{,}67\ p$ bis 0 bei $11{,}344$.

Man wird ziemlich sicher annehmen können, dafs sich der Druck des Windes auf die unbelastete Construction ziemlich gleichmäfsig auf die 3 Horizontalverbände vertheilen wird, während der durch den Zug wirkende Druck sich ziemlich ausschliefslich der Fahrbahngurtung mittheilt in der Strecke von den Auflagern bis $11{,}344$ m vom Scheitel; der auf die $22{,}7$ m der Mitte wird sich auf die 2 oberen Horizontalverbände vereinigen.

Die Belastung würde sich also nach der in folgenden Skizzen angegebenen Weise gestalten.

1. Horizontalverband der Fahrbahn.

Derselbe hat zwischen A und C selbstständige Gurtung, bei C und D (Knotenpunkt 5) ist sie durch Nietung mit der



oberen Bogengurtung verbunden, so dafs auf letztere in C und D die aus den Stücken AC und DB in C und D auftretende Auflagerreaction wirkt.

Es ist $R_{A_1} = \frac{1{,}83 \cdot p \cdot 43{,}1}{2} = 4{,}22$ t.

M_{max} in der Mitte zwischen A und C beträgt

$$\frac{(1{,}83 \cdot 0{,}125)\, 43{,}1^2 \cdot 100}{8} = 5310 \text{ cm t.}$$

$$F \cdot h \cdot k = 5310,$$
$$h = 500.$$

Die Mitte fällt zwischen Knoten 14 und 15, und hat daselbst die Windgurtung ohne Rücksicht auf den Schienenträger eine Fläche von

$$2 \cdot 40{,}0 \cdot 1{,}3 = 104 \text{ qcm und}$$

nach Abzug von 2 Nieten

$$2 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}6 = 13 \quad "$$
$$91 \text{ qcm,}$$

wonach $k = \frac{5310}{500 \cdot 91} = 0{,}117$ t wird.

Der Druck auf den Fahrbahnstreifen erfordert eine Gurtung zwischen A und B und wird dieselbe, wie vorstehend verzeichnet, belastet

$$R_{A_2} = \frac{0{,}75 \cdot 0{,}125 \cdot 108{,}9}{2} + \frac{0{,}67 \cdot 43{,}1 \cdot 0{,}125}{2} = 6{,}91 \text{ t.}$$

Bei C ist die Transversalkraft

$$V_c = 6{,}91 - 43{,}1 \cdot 0{,}125 \left(0{,}75 + \frac{0{,}67}{2}\right) = \text{rot. } 1{,}05 \text{ t.}$$

$$M_{2\,max} = R_{A_2} \cdot \frac{108{,}9}{2} 100 - 0{,}75 \cdot 0{,}125 \cdot \frac{54{,}45^2}{2} 100 -$$
$$- \frac{0{,}67 \cdot 43{,}1 \cdot 0{,}125}{2} \left(54{,}45 - \frac{43{,}1}{3}\right) 100$$
$$= \text{rot. } 16370 \text{ cm t.}$$

Das Moment im Punkte C beträgt

$$M_c = 6{,}91 \cdot 43{,}1 \cdot 100 - 0{,}75 \cdot 0{,}125 \frac{43{,}1^2}{2} 100 -$$
$$- \frac{43{,}1 \cdot 0{,}67 \cdot 0{,}125}{2} 43{,}1 \cdot \tfrac{1}{3} \cdot 100$$
$$= \text{rot. } 15840 \text{ cm t.}$$

Es wird also $k_c = \frac{15840}{F \cdot h}$.

F beträgt beim Knoten 5

$$50{,}0 \cdot 2{,}6 = 130 \text{ vermindert um}$$
$$2 \text{ Nietlöcher} = 13$$
$$117 \text{ qcm.}$$

$$k_c = \frac{15840}{117 \cdot 500} = 0{,}271 \text{ t.}$$

30 m vom Auflager wird:

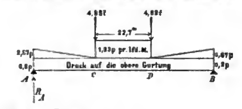
$$M_{30} = 6{,}91 \cdot 30 \cdot 100 - 30^2 \cdot \frac{0{,}75 \cdot 0{,}125}{2} 100 -$$
$$- \tfrac{1}{2}\left(0{,}67 + 0{,}67 \frac{13{,}1}{43{,}1}\right) 0{,}125 \cdot 30 \cdot \frac{43{,}1}{3} \cdot \frac{0{,}67 \frac{13{,}1}{43{,}1} + 2 \cdot 0{,}67}{0{,}67 \frac{13{,}1}{43{,}1} + 0{,}67} \cdot 100$$
$$= \text{rot. } 12980.$$

20 m vom Auflager wird:

$$M_{20} = 6{,}91 \cdot 20 \cdot 100 - 20^2 \frac{0{,}75 \cdot 0{,}125}{2} 100 -$$
$$- \frac{0{,}67 + 0{,}67 \cdot \frac{23{,}1}{43{,}1}}{2} 0{,}125 \cdot 20 \cdot \frac{43{,}1}{3} \frac{0{,}67 \cdot \frac{23{,}1}{43{,}1} + 2 \cdot 0{,}67}{0{,}67 \cdot \frac{23{,}1}{43{,}1} + 0{,}67} \cdot 100$$
$$= \text{rot. } 9550.$$

2. Horizontalverband der oberen Bogengurtung.

Der Verband wird in beistehender Weise belastet.



Es wird $R_A = 14{,}12$ t,

M_{max} in der Mitte $= 47149$ cm t,

$M_c = 45500$ cm t, V bei $C = 8{,}1$ t, $M_{30} = 34320$ cm t,

$M_{20} = 23840$ cm t, $M_{45} = 46636$ cm t.

Die obere Gurtung hat einen Querschnitt von 856 qcm, so dafs in der Mitte sich

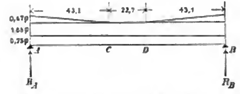
$$k \text{ auf } \frac{47149}{857 \cdot 500} = 0{,}110 \text{ t,}$$

bei C

$$k \text{ auf } \frac{45500}{857 \cdot 500} = 0{,}106 \text{ t stellen würde.}$$

Unter der Annahme, dafs der ganze Winddruck auf Fahrbahn und Zug durch den Horizontalverband und die Windgurtung der Fahrbahn auf die Pfeiler übertragen werde, stellt sich das Belastungsverhältnifs dieses Constructionstheiles, wie nachstehend

Digitized by Google



$R_A = 19{,}_{85}$, $M_{max} = 50140$, $M_c = 48800$,

$$k_u = \frac{50140}{856 \cdot 500} = 0{,}_{117} \text{ t pro qcm der oberen Gurtung,}$$

$$k_c = \frac{48800}{117 \cdot 500} = 0{,}_{835} \text{ t pro qcm der Fahrbahngurtung.}$$

$V_c = 3{,}_{62}$, $M_{20} = \text{rot. } 29850$, $M_{30} = \text{rot. } 40110$

Mit Rücksicht darauf, dafs niemals der gesammte Winddruck auf Zug und Fahrbahnstreifen durch die Windgurtung der Fahrbahn allein übertragen wird, ist der Coefficient $0{,}_{835}$ ganz unbedenklich.

Untere Gurtung allein, Belastung mit $0{,}_8\, p$ pro lfd. m

$M_{max} = \text{rot. } 14300$,

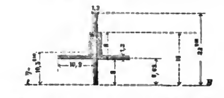
$R_A = 5{,}_{95}$ t.

Die Steifen der Horizontalverbände.

Die Steifen der Horizontalverbände des Bogens haben einen Druck aufzunehmen, welcher sich aus der im Horizontalverbande auftretenden Schwerkraft und dem Drucke zusammensntzt, weichen die event. schiefe Belastung der Fahrbahnstützen zur Auseinanderhaltung der beiden Bogen nöthig macht. Die Querschnitte der Steifen der oberen Gurtung würden am Auflager für den Maximaldruck von $17{,}_{12}$ t zu construiren sein und könnten nach der Mitte zu den kleiner werdenden Schwerkräften entsprechend abnehmen. Der Querschnitt ist jedoch in gleicher Stärke durchgeführt, weil nach der Mitte zu die Wahrscheinlichkeit von Stöfsen durch die mobile Last wächst.

Die untere Gurtung erhält Steifen von fast gleichem Querschnitt, wie die obere. Die Steifen bestehen aus einem Blech von 22 cm resp. 19 cm Höhe, $1{,}_3$ cm Stärke, welches gegen das Ausknicken in der Bogenebene durch 2 Winkeleisen von $10 \cdot {}^8/_8 \cdot 1{,}_3$ gegurtet ist.

Steifen der oberen Gurtung, Schwerpunktslage und Trägheitsmoment zu AB.



$$\eta = \frac{st\,Mom}{F} = \frac{22^2 \cdot 1{,}_3 \cdot \frac{1}{2} + 2 \cdot 8 \cdot 1{,}_3 \cdot 12 + 2 \cdot 9{,}_2 \cdot 1{,}_3 \cdot 8{,}_{65}}{22 \cdot 1{,}_3 + 2 \cdot 8 \cdot 1{,}_3 + 2 \cdot 9{,}_2 \cdot 1{,}_3}$$

$$= \frac{315 + 250 + 207}{28{,}_9 + 20{,}_8 + 23{,}_9} = \frac{772}{73{,}_3} = 10{,}_5.$$

$$J_v = \frac{1{,}_3 \cdot 22^3}{12} + \frac{2{,}_6 \cdot 8^3}{12} + \frac{2 \cdot 9{,}_2 \cdot 1{,}_3^3}{12} +$$

$$+ 22 \cdot 1{,}_3 \cdot 0{,}_5^2 + 2{,}_6 \cdot 8 \cdot 1{,}_5^2 + 2 \cdot 9{,}_2 \cdot 1{,}_3 \cdot 1{,}_{85}^2 = $$

$$= 1404.$$

Das Trägheitsmoment bezogen auf die verticale Schweraxe

$$J_{hor} = \frac{1{,}_3 \cdot 22^3}{12} + \frac{3{,}_9^3 \cdot 6{,}_7}{12} + \frac{22 \cdot 1{,}_3^3}{12} = 1239.$$

Bei den Steifen der unteren Gurtung wird die Höhenlage der ∠-Eisen etwas geändert und daraus

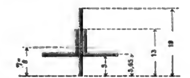
$$\eta = \frac{19^2 \cdot 1{,}_3 \cdot \frac{1}{2} + 20{,}_8 \cdot 9 + 23{,}_9 \cdot 5{,}_{65}}{24{,}_7 + 20{,}_8 + 23{,}_9} =$$

$$= \frac{235 + 187{,}_2 + 135}{69{,}_4} = 8$$

$$J_{vert} = \frac{1{,}_3 \cdot 19^3}{12} + \frac{2{,}_6 \cdot 8^3}{12} + \frac{2 \cdot 9{,}_2 \cdot 1{,}_3^3}{12} +$$

$$+ 24{,}_7 \cdot 1{,}_5^2 + 20{,}_8 \cdot 1^2 + 23{,}_9 \cdot 2{,}_{35}^2 = 1080.$$

$J_{hor} = 1239.$



Die Anstrengung der Steife der oberen Gurtung wird nun bei $17{,}_{12}$ t Druck, einer Excentricität (b) der Kraft von $2{,}_5$ cm und unter Berücksichtigung des Eigengewichts

$$k = \frac{P}{q} \pm \frac{P \cdot b \cdot l}{J - \frac{Pl^2}{8E}} \pm \frac{M_p\, e}{J}.$$

Die Steifen tragen 62 cm von der Mitte Winkeleisen von $4{,}_2$ m Länge und $8{,}_0/8{,}_0$ 1 cm stark, welche $4{,}_5 \times 11{,}_{857}$ kg $= 53{,}_4$ kg wiegen.

Das Eigengewicht der Steife beträgt

$$\text{Steg} = 22 \cdot 1{,}_3 \cdot 0{,}_{777} = 22{,}_2 \text{ kg}$$

$$2\ \angle\ 10{,}_5/8{,}_0/1{,}_3 = 2 \cdot 17{,}_{697} = 35{,}_2 \text{ kg}$$

$$57{,}_4 \text{ kg}$$

rot. 60 kg.

Die freie Länge beträgt $3{,}_{64}$ m und es wird

$$M_p = \frac{0{,}_{020} \cdot 3{,}_{64}^2 \cdot 100}{8} + 0{,}_{053}\left(\frac{3{,}_{64}}{2} - 0{,}_{62}\right) \cdot 100 =$$

$$= 10 + 6{,}_{39} = 16{,}_{36} \text{ cm t},$$

$$k = -\frac{17{,}_{12}}{73{,}_3} - \frac{17{,}_{12} \cdot 2{,}_5 \cdot 10{,}_5}{1404 - \frac{17{,}_{12} \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} + \frac{16{,}_{36} \cdot 10{,}_5}{1404} =$$

$$= -0{,}_{234} - 0{,}_{342} + 0{,}_{123} = -0{,}_{453} \text{ oder}$$

$$k = -\frac{17{,}_{12}}{73{,}_3} + \frac{17{,}_{12} \cdot 2{,}_5 \cdot 11{,}_5}{1404 - \frac{17{,}_{12} \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} - \frac{16{,}_{36} \cdot 11{,}_5}{1404} =$$

$$= -0{,}_{234} + 0{,}_{391} - 0{,}_{134} = 0{,}_{023} \text{ t pro qcm.}$$

Die Steifen der unteren Gurtung sind für den Maximaldruck von $8{,}_{35}$ t ausreichend stark, indem

$$k_u = -\frac{8{,}_{35}}{69{,}_4} - \frac{8{,}_{35} \cdot 3{,}_0 \cdot 8}{1080 - \frac{8{,}_{35} \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} + \frac{16{,}_{36} \cdot 8}{1080} =$$

$$= -0{,}_{122} - 0{,}_{126} + 0{,}_{121} = -0{,}_{127},$$

$$k_0 = -\frac{8{,}_{35}}{69{,}_4} + \frac{8{,}_{35} \cdot 3{,}_0 \cdot 11}{1080 - \frac{8{,}_{35} \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} - \frac{16{,}_{36} \cdot 11}{1080} =$$

$$= -0{,}_{120} + 0{,}_{273} - 0{,}_{167} = -0{,}_{015} \text{ t wird.}$$

Die Fahrbahnstützen.

Es ist zu unterscheiden zwischen den Fahrbahnstützen, welche die Querträger aufnehmen, und denen, welche die zwischen 2 Hauptquerträgern liegenden Zwischenträger unterstützen.

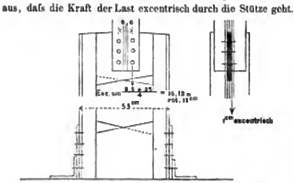
Die Befestigung Beider, sowie die Uebertragung der Last der Quer- und Schienenträger auf dieselben ist gleich,

Digitized by Google

nur die Dimensionen wechseln mit der Belastung. Die 4 Winkeleisen, deren Verbindung durch ein Gitterwerk hergestellt ist, sind am Kopfe und Fuße auf eine gemeinschaftliche Platte genietet. Auf die Platte am Kopf der Stütze wird die Last des Querträgers durch 4 Winkel von 80/80 à 1 cm in der Axe der Stütze übertragen, wodurch eine möglichst centrische Belastung bewirkt wird. Der gröſste Auflagerdruck des Querträgers beträgt $28_{,1}$ tons. Diese wirken auf Knicken in der Ebene des Querträgers und der der Bogenwand, in der Ebene der Bogenwand durch die von den äuſseren Schienenträgern herrührende Last von $11_{,5}$ tons. Der Rest $28_{,1} - 11_{,5} = 16_{,6}$ tons sucht die Stütze in der Ebene des Querträgers zu knicken.

Die Befestigung des Fuſses auf der oberen Bogengurtung geschieht durch 2 Anschluſsbleche, die den in der Bogenebene liegenden Schenkeln der ∠-Eisen angenietet sind.

Diese Befestigungsart schlieſst die Möglichkeit nicht aus, daſs die Kraft der Last excentrisch durch die Stütze geht.



Bei einer Breite der Stütze in der Querträgerebene von 55 cm zwischen den ∠-Eisenschenkeln und einer Breite der Stütze von $2 \cdot 9_{,5} + 2 = 21$ resp. $2 \cdot 10_{,5} + 2 = 23$ cm in der Bogenebene, wird es ausreichend sein, wenn man die Stütze berechnet, als sei sie in der Querträgerebene um 17 cm excentrisch belastet.

In der Bogenebene erfolgt die Belastung höchstens mit einer Excentricität von 1 cm. Es sollen nun folgende Bezeichnungen eingeführt werden:

J_1 das Trägheitsmoment in der Querträgerebene,
l_1 die Entfernung der äuſsersten Faser von der Mitte,
b_1 der Hebelsarm der Last,
P_1 die in der Querträgerebene übertragene Last.

Dieselben Zeichen mit dem Index $_{11}$ bedeuten die entsprechenden Werthe für die Bogenebene. q ist der Querschnitt der Fahrbahnstütze. Sieht man von der Einspannung und von den Momenten an den Uebertragungspunkten der Kraft ab, so kann das Problem in nebenstehender Weise aufgefaſst werden; für die gröſste Anstrengung (k) in einem Punkte des Stützenquerschnitts wird dann

$$k = \frac{P_1 + P_{11}}{q} + \frac{P_1 b_1 l_1}{J_1 - \frac{P_1 l^2}{8E}} + \frac{P_{11} b_{11} l_{11}}{J_{11} - \frac{P_{11} l^2}{8E}}.$$

Die Querschnitte und Trägheitsmomente der ∠ sollen ohne Berücksichtigung der Ausrundungen berechnet, jedoch die Nietschnitte abgezogen werden.

$q = 4 \cdot f \quad f = (2 \cdot 10_{,5} - 1_{,5})\, 1_{,5} = 29_{,25}$ qcm,
$q = 4 \cdot 29_{,25} = 117$ qcm.

Trägheitsmoment zur Querträger-Ebene.

Schnitt der Querträgerebene

$$J_w = \frac{1_{,5}(11_{,5}^3 - 1^3)}{3} + 9\,\frac{2_{,5}^3 - 1^3}{3} - 1_{,5} \cdot 2_{,5} \cdot 6_{,5}^2$$
$$= 760 + 15_{,75} - 158_{,4} = 618,$$
$$J_{11} = 4 J_w = 2472.$$

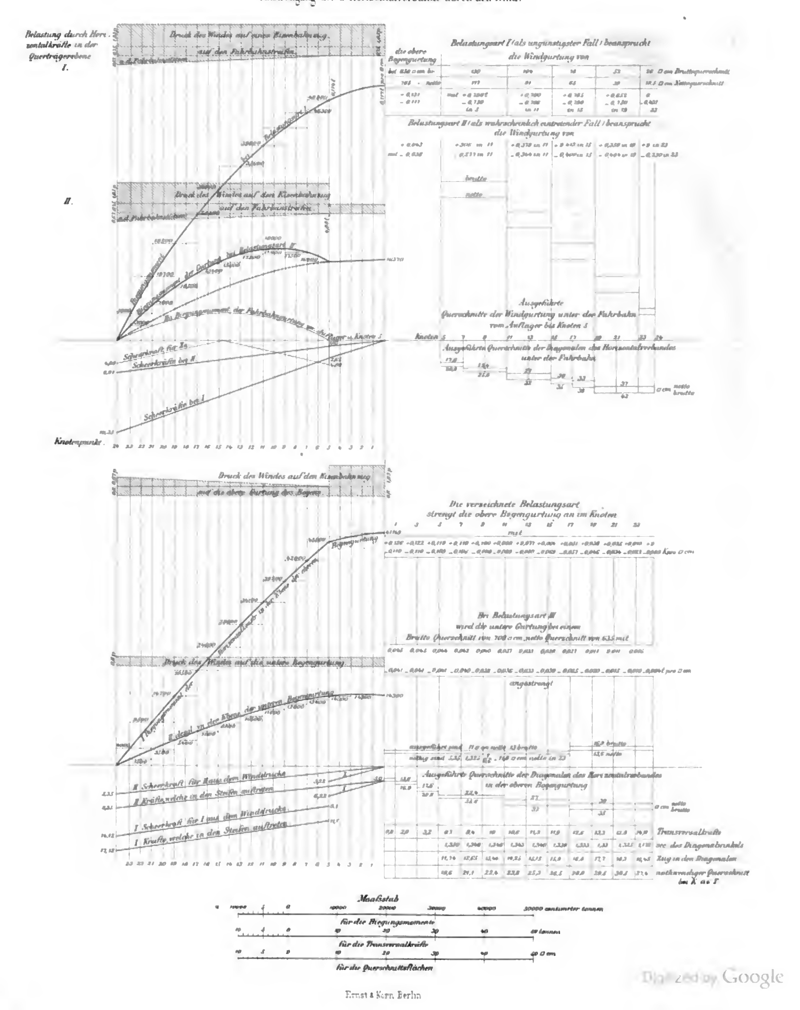
Trägheitsmoment zur Bogenebene.

für $l =$	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
wird $P_1 \frac{l^2}{8E} = 16_{,6} \frac{l^2}{1_{,6}} =$	10.4	41.5	93	166	259	363	508	664	840
$J_1 - P_1 \frac{l^2}{8E} =$	59670	59638	59587	59514	59421	59317	59172	59016	58840
$P_{11} \frac{l^2}{8E} = 11_{,5} \frac{l^2}{1_{,6}} =$	7	29	65	115	180	259	352	460	582
$J_{11} - \frac{P_{11} l^2}{8E} =$	2465	2443	2407	2357	2282	2213	2120	2012	1890
$\frac{P_1 + P_{11}}{q} = \frac{28_{,1}}{117} =$	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
$\frac{P_1 b_1 l_1}{J_1 - \frac{P_1 l^2}{8E}} =$	130	0,130	0,130	0,130	0,131	0,131	0,131	0,132	0,132
$\frac{P_{11} b_{11} l_{11}}{J_{11} - \frac{P_{11} l^2}{8E}} =$	0,050	0,054	0,055	0,056	0,058	0,060	0,063	0,066	0,070
$k_{max} =$	0,430	0,434	0,435	0,436	0,439	0,441	0,444	0,448	0,452

Digitized by Google

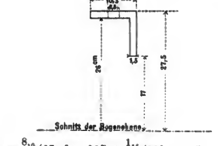
Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.

Anstrengung der 3 Horizontalverbände durch den Wind.



Ernst & Korn, Berlin

Digitized by Google



$$J_m = \frac{8_{,0}}{3}(27_{,5}^3 - 26^3) + \frac{1_{,6}}{3}(26^3 - 17^3)$$
$$= 8589 + 6331 = 14920$$
$$J_1 = 4 \cdot 14920 = 59680.$$

Es wird

$$P_1\ b_1\ l_1 = 16_{,5} \cdot 17 \cdot 27_{,5} = 77_{,65},$$
$$P_{11} b_{11} l_{11} = 11_{,5} \cdot 1 \cdot 11_{,5} = 132.$$

Zur Beurtheilung der Tragfähigkeit der Stützen zweiter Ordnung, welche die Zwischenträger aufnehmen und bei Annahme von Schnellzugslocomotiven etwa 12 t (genau $11_{,3}$ t) zu tragen haben, dienen folgende Angaben:

Die Ausbiegung kann nur in der Bogenebene erfolgen.

Der Hebelsarm der Last beträgt 1 cm. die entfernteste Faser ist $(9_{,5} + 1)$ cm $= 10_{,5}$ cm, so dafs

$$P \cdot b \cdot l = 10_{,1} \cdot 1 \cdot 12 = 121_{,2} \text{ wird.}$$

Der Querschnitt des ∠-Eisens hat $(2 \cdot 9_{,5} - 1)1 = 18$ qcm.

Das Trägheitsmoment zur Querträger-Ebene.

$$J_m = 1 \cdot \left(\frac{10_{,5}^3 - 1^3}{3}\right) + 8_{,5} \cdot \frac{2^3 - 1^3}{3} - 2_{,5} \cdot 1_{,6}^2$$
$$= 386 + 20 - 90 = 316$$
$$J = 4 \cdot 316 = 1264$$
$$\frac{Pl^2}{8E} = 12 \cdot \frac{l^2}{1_{,6}} = 7_{,5}\, l^2 \text{ für } l \text{ in Meter.}$$

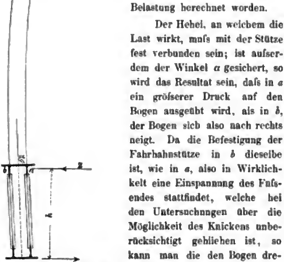
Danach wird bei einer Stützenhöhe von

	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
$\frac{Pl^2}{8E} =$	7,5	30	87	120	187	270	367	480	607
$J - \frac{Pl^2}{8E} =$	1257	1234	1177	1144	1077	994	897	784	657
$\frac{Pbl}{J - \frac{Pl^2}{8E}}$	0,097	0,098	0,103	0,106	0,113	0,122	0,135	0,155	0,185
$\frac{P}{q} = \frac{12}{4 \cdot 18} =$	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167
Gesammt $k =$	0,264	0,265	0,270	0,273	0,280	0,289	0,302	0,322	0,352

Es geht daraus hervor, dafs die projectirten Stärken überall genügen.

Einflufs der Fahrbahnstützen auf den Bogen.

Im Vorhergehenden sind die Fahrbahnstützen als an ihren Enden beweglich betrachtet, und ist aus diesem Verhältnifs für den Fall, dafs die Last, statt genau in der Axe, an einem Hebelsarme wirkend auftritt, ihre Sicherheit gegen Knicken beurtheilt resp. ihre Anstrengung bei dieser schiefen Belastung berechnet worden.



Der Hebel, an welchem die Last wirkt, mufs mit der Stütze fest verbunden sein; ist aufserdem der Winkel α gesichert, so wird das Resultat sein, dafs in a ein gröfserer Druck auf den Bogen ausgeübt wird, als in b, der Bogen sich also nach rechts neigt. Da die Befestigung der Fahrbahnstütze in b dieselbe ist, wie in a, also in Wirklichkeit eine Einspannung des Fufsendes stattfindet, welche bei den Untersuchungen über die Möglichkeit des Knickens unberücksichtigt geblieben ist, so kann man die den Bogen drehende Kraft als ein Kräftepaar auffassen mit dem Hebelsarm ab. Durch die Excentricität der Last wurde oben eine durch Biegung der Querträgerebene erzeugte Spannung in a ermittelt von ppr. $0_{,150}$ t pro qcm.

Die Kraft entspricht dann dem Querschnitte zweier Winkeleisen mit $0_{,150}$ t pro qcm angestrengt, und wirkt dieselbe mit dem Hebelsarm = der Entfernung der Schwerpunkte der Stützengurtungen. Es ist der gröfste Hebelsarm = der gröfsten Stützendimension mit 55 cm genommen worden. Der Querschnitt einer Stütze beträgt in maximo 117 qcm und daher das Kräftepaar an einem Bogen $= \frac{117}{2} \cdot 55 \cdot 0_{,150}$.

Da dasselbe an beiden Bögen auftritt, so ist die Kraft, welche dasselbe aufhebt, aus der Gleichung zu bestimmen:

$$z \cdot h = 2 \cdot \frac{117}{2} 55 \cdot 0_{,150} \qquad z = \frac{117 \cdot 55 \cdot 0_{,150}}{283} = \text{rot. } 3\text{ t.}$$

Diese Kraft ist bei der Ermittelung der Stärken der Steifen des Horizontalverbandes der Bogengurtungen zu berücksichtigen.

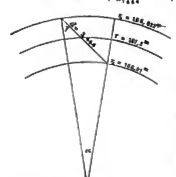
Die Diagonalen des Bogens.

Der Bogen wird gegen die radial wirkenden Kräfte (Q) durch ein doppeltes Diagonalensystem ausgesteift. Sämmtliche Diagonalen haben gleiche Länge und gleiche Neigung gegen den Radius des Bogens. Der Centriwinkel der einzelnen Felder beträgt 0°46′18″. Der Winkel, den die Dia-

gonale mit dem Radius bildet, berechnet sich aus der Relation

$$\frac{\sin\gamma}{\sin\alpha} = \frac{166{,}01}{3{,}444}$$

$$\gamma = \text{arc}\sin\left(\frac{166{,}01}{3{,}444}\sin\alpha\right) = 40^\circ 28' 47''.$$



Die in den Diagonalen auftretende Kraft wird dann

$Q \sec\gamma = Q \cdot 1{,}3147$.

Die in Tabelle A unter Q berechneten Werthe sind in Fig. II auf Blatt G aufgetragen, so dafs die Curven die Intensität der Transversalkraft in den verschiedenen Bogenschnitten bei den betreffenden schiefen Belastungen angeben.

Kommen die aus dem Eigengewicht resultirenden Q hinzu, so ist die horizontal schraffirte Fläche von den Umhüllungscurven der Q begrenzt.

Q_p Schwerkraft des Eigengewichts.

Q_π " der mobilen Belastung.

Die Werthe Q_p, Q_π max und Q min sind aus der Zeichnung abgelesen.

Für die Zusammenstellung der Maxima und Minima würde die Fläche *abcdef* zu benutzen sein. Es ist also $cd = Q_\pi$ maximum — Q_π minimum.

In der folgenden Tabelle sind die zulässigen Spannungen aus den Grenzen der Anstrengungen ermittelt, und ergiebt sich daraus, dafs 4 Winkeleisen von 9,5 cm Seite in den Stärken von 1 cm bis 1,3 und 1,5 cm variirend für die Leistung genügen.

Die Diagonalen sind an den Kreuzungspunkten nicht verbunden, so dafs jedes System mit den halben Bogengurtungen als selbstständig wirkend auftritt. Das Diagonalsystem, welches die Last der Querträger aufnimmt, ist den Aufsenseiten der verticalen Gurtungsplatten, das System für die kleinen Schienträger den Innenseiten angenietet.

Gefahr des Knickens ist für die Diagonalen nicht vorhanden.

Für die 55 Tonnen, welche am Auflager als Transversalkraft zur Wirkung kommen, genügen die 8 resp. 16 Niete bei $\frac{55 \cdot 1{,}3147}{4{,}9 \cdot 16 \cdot 2} = 0{,}455$ t Anstrengung vollkommen.

In den Mittelfeldern genügen 12 Niete für den Anschlufs jeder Diagonale.

Ermittelung der Stärken der Diagonalen des Bogens aus ihren Spannungen bei alleiniger Einwirkung des Eigengewichts und bei Einwirkung der mobilen Last.

Die Fläche einer Diagonale $f = \frac{\frac{1}{2} Q_p + Q_\pi \max}{k} \cdot \sec 40^\circ 28' 47''$; $\sec 40^\circ 26' 47'' = 1{,}3147$.

Knotenpunkt	Q_p	Q_p maximum $- Q_\pi$ minimum	$n Q_\pi$ maximum $n = 3{,}5$ gesetzt	$Q_p + n Q_p$ max Tonnen	$\frac{n(Q_\pi \max - Q_\pi \min)}{Q_p + n Q_p \max} = \frac{\Delta}{k}$	Kilogramm pro qcm	$2f = \frac{Q_p + Q_\pi \max}{k} \sec\beta$	Nettoquerschn. eines Winkeleisens $\llcorner\!\lrcorner$ qcm $\llcorner\!\lrcorner$	Es kommen zur Verwendung 4 ∠ von folgenden Dimensionen	$Q + Q_\pi$ max	$\frac{\sigma}{k} = \frac{Q_p + Q_\pi \max}{Q_p + n Q_\pi \max}$	Gröfste Anspannung σ
0— 1	+0,5	+89,8	157,2	157,7	1,99	1128	184	23	95/95 15	45,4	0,288	325
1— 2	+1,0	+89,3	156,9	157,9	1,98	1136	182	22,8	von	45,9	0,29	332
3	+1,4	+88,0	155,0	156,4	1,98	1136	181	22,0	23,95 qm	45,7	0,293	332
4	+1,6	+87,0	152,9	154,0	1,99	1136	178	22,3	netto,	45,5	0,294	334
5	+2,2	+85,0	148,8	151,0	1,97	1144	173	21,8	27,0	44,7	0,299	339
6	+2,0	+82,4	144,9	146,8	1,98	1152	167	20,9	brutto	43,8	0,298	344
7	+3,0	+79,8	139,7	142,7	1,99	1152	163	20,4		42,0	0,301	347
8	+3,5	+76,9	133,4	136,9	1,95	1160	155	19,4	95/95 13	41,3	0,304	353
9	+3,7	+72	126,0	129,7	1,94	1168	146	18,3	20,15 qcm	39,7	0,306	358
10	+4,0	+67,4	118,0	122,0	1,93	1176	136	17	netto,	37,7	0,309	364
11	+4,3	+62,8	109,8	114,1	1,93	1176	128	16	23,4 brutto	35,7	0,313	368
12	+4,5	+57,4	100,4	104,9	1,92	1184	116	14,5		33,3	0,317	375
13	+4,6	+52	91	95,6	1,90	1200	105	13,3		30,0	0,32	384
14	+4,7	+46,9	81,5	86,2	1,89	1208	94	11,9	95/95 10	28	0,325	393
15	+4,8	+41	71,6	76,4	1,88	1216	83	10,4	15,5 qcm	25,3	0,332	404
16	+4,9	+35,9	62,3	67,2	1,85	1240	72	9,0	netto,	22,7	0,338	419
17	+4,9	+38	66,5	71,4	1,87	1216	77	9,7	18,0	23,9	0,335	407
18	+4,8	+45,4	79,5	84,3	1,89	1208	92	11,5	brutto	27,5	0,329	394
19	+4,7	+54	94,4	99,1	1,91	1192	109	13,9		31,7	0,320	382
20	+4,9	+61,9	107,6	112,4	1,99	1184	125	15,9		35,4	0,314	372
21	+4,9	+70,3	123,0	127,9	1,93	1176	142	17,8	95/95 13	39,9	0,308	363
22	+3,8	+79	138,2	142,0	1,95	1160	161	20,1		42,3	0,298	346
22—23	+3,4	+89	155,9	159,3	1,95	1160	181	22,9	95/95 15	48,9	0,309	356

Zusammenführung der Gurtungen am Auflager.

Die Gurtungen des Bogens laufen vom Scheitel bis zu dem Knotenpunkt Nr. 23 einander parallel. Bei 23 werden sie zusammengeführt. Um in der Gurtung mit veränderter Richtung die gleiche Kraft $\frac{P}{2}$ zu haben, mufs in der gebogenen Strecke eine radiale Kraft ausgeübt werden, deren Intensität vom Krümmungsradius und von der Bogenlänge abhängt. Es ist die Spannung in jeder Gurtung bei Uebertragung einer Tangentialkraft $P = \frac{1043}{2}$ und Annahme eines Querschnittes von 700 qcm (NB. untere Gurtung) = 0,745

Digitized by Google

pro qcm. Es wird dann die Radialkraft Q bei einem Radius von 153 cm $= \frac{0{,}745}{153} - 0{,}00487$ pro lfd. cm eines Querschnitts von 1 qcm für die vorhandenen 700 qcm, also bei einem Centriwinkel von 33° 42′ pprt. $= 153 \cdot 0{,}5882 = 90$ cm, so dafs die gesammte radiale Zugkraft $90 \cdot 0{,}00487 \cdot 700 = 307$ Tonnen betragen würde.

Die vier Platten, welche den Zug vermitteln, sind an der schmalsten Stelle 54 cm breit, aufserdem durch ein Winkeleisen von 21 cm Breite gegürtet, so dafs der Gesammtquerschnitt $4 \cdot 75 = 300$ qcm beträgt.

Wird das Biegungsmoment der Gurtung mit in Anspruch genommen, so stellt sich die Inanspruchnahme des Zugbandes bedeutend günstiger. Um die radiale Kraft besser aus den Gurtungen in das Zugband überführen zu können, sind die Gurtungsplatten geschlitzt, die Zugbänder durchgesteckt und über der Gurtung noch einmal durch Winkeleisen angeschlossen, so dafs die Kraftübertragung in den Nieten der 8 Gurtungswinkeleisen und aufserdem in den Nieten der Verticalplatten erfolgen kann.

Am Auflager folgen die Winkeleisen der Gurtungsquerschnitte (Deckwinkel) einem Kreise von 35 cm Radius, die nach demselben Kreise abgerundeten Verticalplatten säumend, während die horizontalen Gurtungsplatten an der Biegung der Winkeleisen nicht mehr Theil nehmen, sondern vor Beginn des Kreises an den Gufsstahlkörper ihren Druck abgeben. Die Druckabgabe an den Gufsstahlkörper erfolgt also durch die aufhörenden Gurtungsplatten direct, durch die Schenkel der im Kreise von 35 cm herumgeführten Winkeleisen und durch die nach demselben Kreise abgearbeiteten Stirnen der Verticalplatten und deren Deckplatten. Das 120 cm breite Gufsstahlstück nimmt durch die sorgfältig abgearbeiteten Absätze der Backen die Drucke der Gurtungsplatten auf. Die 8 Schraubenbolzen dienen nicht zur Uebertragung von Druck aus den Gurtungen, sondern blos zur Befestigung.

Das Auflager.

Die Uebertragung der Tangentialkraft des Bogens auf die Pfeiler erfolgt, nachdem derselbe in das gufsstählerne Backenstück concentrirt worden, vermittelst eines Gufsstahlpolsters, das auf einem den Druck verbreitenden Gufseisenfufse ruht.

Das Polster ist in seiner Unterfläche länger als das Backenstück, und überträgt den aus dem Backenstück in einer Länge von 120 cm übernommenen Druck auf eine Fläche von 160 cm Länge und der Breite der oberen Fläche des Gufseisenfufses = 62 cm.

Die Auflagerfläche für das Backenstück ist genau nach dem Radius von 50 cm ausgearbeitet. In der Berührungsebene von Backenstück und Polster erfolgt die Druckübertragung und zugleich die Charnierbewegung beim Heben und Senken des Scheitels unter Lasten und bei Temperaturveränderungen. Die Schwankung der Tangente an die Bogenaxe beträgt dabei jedoch nach beiden Seiten nur 24′. Bei der Einbringung wird das Polster, nachdem der Bogen in die der Temperatur entsprechende Lage durch geeignete Hebevorrichtungen hineingebracht ist, auf dem gleichfalls fest mit dem Pfeiler verbundenen gufseisernen Fufsstücke durch Keile so gehoben, dafs Backenstück und Polster sich genau berühren. Der Zwischenraum zwischen Fufsstück und Polster, der einige Centimeter nicht überschreitet, wird dann durch Eisenplatten von etwa 1 cm Stärke ausgefüllt und danach der Bogen durch Nachlassen der Hebevorrichtungen auf das Auflager gestützt.

Druck in der Auflagerfläche.

Ist k der Druck pro Flächeneinheit (hier qcm), s die Zusammendrückung im Lager, s_1 im Backenstück senkrecht zur Oberfläche, so ist (cfr. Winkler Brückenbau Heft II §. 186) der Gesammtdruck

$$1)\qquad P = \frac{s_0 r l}{A + A_1} \int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma \, d\gamma$$

wo γ der halbe Centriwinkel der Charnierfläche, l die Länge des Lagers, r dessen Radius, $s_0 \cos \varphi = s + s_1$ ist und $A + A_1$ Werthe bedeuten, welche dem Material von Zapfen und Lager entsprechen; ferner ist

$$2)\qquad k = \frac{s_0 \cos \varphi}{A + A_1}$$

aus 1

$$s_0 = \frac{(A + A_1) P}{r \cdot l \int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma \cdot d\gamma}$$

ergiebt sich

$$k = \frac{P \cos \varphi}{r \cdot l \int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma \, d\gamma}$$

$$\int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma \, d\gamma = \sin \gamma \cos \gamma + \gamma$$

$\sin (\gamma \max) = \frac{275}{500} = 0{,}55 =$ pprt. 33° 22′ rot. 33°

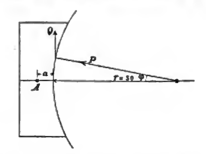
$P = 1403 \quad l = 120;$

bei $\varphi = 33°$ ist $k = \frac{1043 \cdot 0{,}83867}{50 \cdot 120 (0{,}45677 + 0{,}57596)}$

$= 0{,}140$ ton pro qcm.

$k \max$ bei $\varphi = 0$ ist $= \frac{1043 \cdot 1}{50 \cdot 120 \cdot 1{,}04275} = 0{,}167$ t.

Der radial in das Polster übertragene Druck zerlegt sich im Berührungskreise parallel und senkrecht zur Bogentangente. Erstere Resultante liefert den vorher bezeichneten Druck von 140 resp. 167 kg pro qcm. Die zweite Resultante Q erzeugt ein Moment für die Mitte des Polsters, welches man ohne Rücksicht auf die Reibung in den Berührungsflächen, wie folgt, eintaxiren kann. Ist p der specifische Druck senkrecht zur Charnierfläche, so ist



$P = p r d\varphi$, $Q = P \sin \varphi = p \cdot r \cdot \sin \varphi \, d\varphi$ das durch Q um die Axe A des Polsters hervorgerufene Biegungsmoment $= Q \cdot (a + y)$.

(Schlufs folgt.)

Digitized by Google

Der Amsterdamer Seecanal.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 43 und 44 im Atlas und auf Blatt J im Text. Schlufs.)

Nach Fertigstellung der Molen sind auf den Molenköpfen Hafenlichter mit einer Lichthöhe von $9,_5$ m über der Molenkrone zur Aufstellungt gelangt. Dagegen sind die ursprünglich projectirten Anlegoplätze und Treppen, sowie die Schiffshalterringe und Haltepfähle, deren Aufstellung auf der Mole beabsichtigt war, in Wegfall gekommen.

Einen nicht minder interessanten Theil der Bauausführungen am Hafen von Y muiden, als die Herstellung der Molen, bilden die Baggerungen zur Vertiefung des Hafenbassins sowohl bezüglich der verwendeten Baggermaschinen, als auch ganz besonders in Betreff der bisher durch die Baggerung erzielten Resultate für die Offenhaltung der Hafeneinfahrt.

Es finden an der flachen sandigen Küste zwischen der Maasmündung am Hoek van Holland und Nieuwediep, durch Ebbe und Fluth erzeugt, ziemlich heftige Küstenströmungen statt. Die Fluthwelle, welche durch den Canal von Süden her in die Nordsee eintritt, pflanzt sich an der holländischen Küste in der Richtung von Süden nach Norden fort und erzeugt bei steigendem Wasser einen Strom in der Richtung der Wellenbewegung, bei fallendem Wasser dagegen eine rückläufige Strömung. Da nun an der erwähnten Küstenstrecke die Dauer der Fluth nur 4 Stunden, die Dauer der Ebbe dagegen 8 Stunden beträgt, so mufs unter der Annahme, dafs nach Vorübergang jeder Fluthwelle die Wassertheilchen wieder an ihre frühere Stelle zurückgekehrt sind, der Fluthstrom eine doppelt so grofse Geschwindigkeit haben, als der Ebbestrom. Die vorstehende Annahme ist schon aus dem Grunde unabweislich, weil man sonst jedesmal eine Vorschiebung der ganzen Wassermasse im südlichen Theile der Nordsee annehmen müfste, die Meerenge von Calais aber viel zu eng ist, um die dazu erforderlichen Wassermassen jedesmal durchzulassen. Der von Süden nach Norden gehende Fluthstrom ist nun, vermöge seiner gröfseren Geschwindigkeit, vorzugsweise Sand führend, und da das Hafenbassin sich während der Zeit der Fluth mit Wasser füllen mufs, so wird ein Theil des an der Hafenmündung vorbeistreichenden, mit Sand geschwängerten Stromes gewissermaafsen eingesogen und hat nach seinem Eintritte in das verhältnifsmäfsig ruhige Hafenbassin Gelegenheit, seinen Sand dort abzusetzen.

Der in entgegengesetzter Richtung an der Hafenmündung vorbeistreichende sehr viel schwächere Ebbestrom, kann dann um so weniger eine Wirkung auf die abgelagerten Sandmassen ausüben, als das bei Ebbe durch die im Verhältnifs zur Fläche des Hafens sehr breite Mündung langsam austretende Wasser denselben von der Hafenmündung abweist, und selbst zu geringe Strömung besitzt, um die abgelagerten Massen wieder in Bewegung zu setzen. Es bleibt daher nur übrig, dieselben durch Baggerung zu beseitigen. Welche Schwierigkeiten dem jedoch entgegenstehen, wird man zu würdigen wissen, wenn man bedenkt, wie selten die Witterung es gestattet, in dem offenen, den vorherrschenden Windrichtungen besonders zugänglichen Seegatt mit gewöhnlichen Baggern zu arbeiten, zumal in einer Tiefe von 8 m unter Niedrigwasser und nahezu 10 m unter ordinairer Fluth.

Ein sicheres Urtheil darüber, wie grofs die erforderlichen Baggerarbeiten für die dauernde Unterhaltung der Hafeneinfahrt sich herausstellen werden, ist vorläufig nicht zu gewinnen, da die Fertigstellung des Hafenbassins noch nicht beendigt und eine Trennung der Baggerarbeiten in solche, welche zur Neuherstellung und solche, welche zur Unterhaltung des hergestellten Profils dienen, nicht ausführbar ist.

Die Baggerarbeiten im Hafen wurden begonnen im Juni 1875. Die nachstehende Tabelle giebt eine Zusammenstellung der seit jener Zeit bis zum April 1878 geleisteten Baggerarbeit, und zwar ist die ausgebaggerte Bodenmasse gemessen einmal im hergestellten nutzbaren Profil und dann in den Baggerprähmen.

Zeitraum		Geförderte Bodenmasse, gemessen		Differenz	Nutzungs-Verhältnifs
von	bis	im Profil cbm	im Fahrzeug cbm	cbm	
23. 6. 75	27. 1. 76	22500	155232	132732	1 : 6,90
27. 1. 76	3. 6. 76	19500	187814	168314	1 : 9,63
3. 6. 76	17. 12. 76	120400	282311	161911	1 : 2,34
17. 12. 76	19. 6. 77	207000	373098	166098	1 : 1,80
19. 6. 77	29. 10. 77	351000	602793	251793	1 : 1,72
20. 10. 77	1. 4. 78				1 : 3,14
23. 6. 75	29. 10. 77	720400	1601248	880848	1 : 2,22

Da die vorstehenden Abschnitte jedesmal ungefähr den Zeitraum eines halben Jahres umfassen, so ergiebt sich hieraus, dafs durchschnittlich in je 6 Monaten etwa 160000 cbm mehr in die Prähme gebaggert wurden, als an Erweiterung des nutzbaren Profils geleistet werden ist. Es wäre jedoch nicht richtig, hieraus den Schlufs zu ziehen, dafs die halbjährliche Versandung des Hafens sich nun auch eben so hoch belaufen müfste. Denn zunächst ist die Auflockerung der Bodenmasse durch die Baggerung zu berücksichtigen, welche, wenn der Boden auch aus ziemlich reinem Sande besteht, doch mindestens auf 10 Procent veranschlagt werden mufs. Zweitens bringt auch das aus dem Binnenlande durch die Schleusen in den Hafen eintretende Wasser Sinkstoffe mit, welche sich in Form eines schwarzen Schlammes ablagern. Diese Schlammschicht erreicht allerdings innerhalb mehrerer Monate nur die Stärke von wenigen Centimetern, so dafs sie nicht sonderlich ins Gewicht fallen kann. Als dritte mitwirkende Ursache der grofsen Differenz endlich wird angegeben, dafs die bis obenhin angefüllten Prähme beim Herausschleppen, sobald sie in der Hafenmündung dem stets mehr oder minder heftigen Seegange ausgesetzt sind, einen Theil ihrer Ladung über Bord verlieren, der dann noch einmal aufgebaggert werden mufs, ein Quantum, das bei dem jetzigen aufserordentlich starken Baggerbetriebe immerhin nicht unberücksichtigt bleiben darf. Man wird jedoch schon ziemlich hoch greifen, wenn man den Einflufs aller dieser Momente zusammen auf 15 Procent der gesammten Masse veranschlagt. Bringt man nun diese 15 Procent von den in der vierten Rubrik obiger Tabelle gegebenen Massen in Abzug, so erhält man für die einzelnen Semester eine Differenz zwischen den ausgebaggerten Massen und dem freigelegten Profil

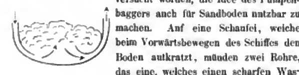
Digitized by Google

von 120000, 140000, 120000, 110000 und 160000 cbm. In dieser Reihe zeigt sich schon mit Rücksicht darauf, dafs die Versandungen von der durch die Witterung sehr beeinflufsten Stärke der Fluthströmung abhängig sind, eine auffallende Regelmäfsigkeit. Doch dürfte es bei der Kürze der Zeit, in welcher diese Erfahrungen gemacht sind, immerhin noch ziemlich gewagt sein, daraus bestimmte Schlüsse ziehen zu wollen.

Von den im Hafen von Y muiden verwendeten Baggermaschinen bieten die sogenannten Sandpumpen ein besonderes Interesse, weil dieselben in der Form, wie sie sich dort entwickelt haben, als ein Product mehrjähriger Erfahrungen localen Verhältnissen speciell angepafst sind.

Die Idee, die spülende Kraft eines starken Wasserstromes zum Baggern zu verwenden, ist nicht neu. Schon im Jahre 1859 construirte man im Hafen von St. Nazaire an der Mündung der Loire einen Pumpenbagger, welcher dort zum Aufpumpen eines in grofsen Mengen aus dem Hochwasser der Loire sich absetzenden Schlicks von geringer Dichtigkeit diente. Durch Kolbenpumpen wurde die dickflüssige Masse direct in den Schiffsraum gepumpt und dann mit dem Baggerschiffe selbst auf die Rhede verfahren. Dieser Apparat bewährte sich dort so gut, dafs seit jener Zeit in dem genannten Hafen mehrere derartige Bagger in Thätigkeit sind. Allerdings war der Schlick so locker, dafs er sich mit Baggereimern kaum hätte fassen lassen, die Kosten, denselben aufzubaggern und auf 1500 m zu verfahren, sollen daher pro Cubikmeter auf nur $0,_{19}$ ℳ zu stehen gekommen sein, welcher Betrag allerdings bei Hinzurechnung der Verzinsung und Amortisation des Anlagecapitals sich auf etwa das Doppelte erhöht. (Näheres hierüber siehe: Annales des ponts et des chaussées. Juillet 1869, Seite 15, oder auch Tydschrift van het koninglyk Instituut van Ingenieurs 1870/71 S. 58.) Zum Aufbaggern der festeren Stoffe war daneben immer noch ein gewöhnlicher Eimerbagger erforderlich, und es wird ausdrücklich betont, dafs der beschriebene Apparat zum Baggern von Sand nicht gebraucht werden kann.

Ein anderer Pumpenbagger, construirt von J. Robertson, ist beschrieben in: The Engineer 1869, S. 28. (Tydschrift van het koninglyk Institut 1869/70, S. 350.) Es ist hier versucht worden, die Idee des Pumpenbaggers auch für Sandboden nutzbar zu machen. Auf eine Schaufel, welche beim Vorwärtsbewegen des Schiffes den Boden aufkratzt, münden zwei Rohre, das eine, welches einen scharfen Wasserstrahl in die aufgeschaufelte Masse hineintreibt, und das andere, welches die von dem Wasserstrahl durchwühlte Masse aufsaugt. Einen wesentlichen Fortschritt hierbei bildet die Einführung von Centrifugalpumpen zur Erzeugung eines Wasserstromes von gröfserer Geschwindigkeit und gröfserer Gleichmäfsigkeit. Doch scheint die Methode der Aufschaufelung des Bodens sich als nicht sehr zweckmäfsig herausgestellt zu haben, so dafs dieser Bagger in gröfserem Umfange nicht zur Verwendung gelangt ist.



Ein weiterer Schritt in der Construction von Pumpenbaggern wurde gemacht in der Baggermaschine von Bazin (beschrieben in der Revue industrielle, 28. Juillet 1875 S. 277. Tydschrift 1876/7, S. 133.) Hier erscheinen zur Auflockerung des Bodens Rührapparate, bestehend in eisernen, auf einer Welle angebrachten Schaufeln, welche den Boden zuvor durcharbeiten, ehe er durch den Wasserstrom in die Röhren gesaugt wird. Als saugende Kraft wird keine Pumpe, sondern einfach der Ueberdruck des Aufsenwassers gegen den tiefer liegenden Schiffsraum benutzt, welcher letztere sich dadurch füllt und dann auf beliebige Weise entleert werden kann.

Die Idee des Pumpenbaggers mit Rührapparat ist in den durch die Firma Brodnitz & Seidel in Berlin construirten Baggern dann noch weiter ausgebildet worden, indem der Rührapparat mit dem kräftigen Saugestrahl einer Centrifugalpumpe in unmittelbare Verbindung gesetzt wurde, und es bilden die nach den damit gemachten Erfahrungen verbesserten Bagger der obigen Firma, welche sich bei den am Kaseburger Durchstich unweit Swinemünde in grofsem Maafsstabe ausgeführten Baggerarbeiten, sowie bei den Arbeiten der Königlichen Werft zu Danzig in neuester Zeit vorzüglich bewährt haben, eine wesentliche Vervollkommnung, die jedoch durch neuere Apparate bereits übertroffen ist.

Wenden wir uns nach dieser Abschweifung nun wieder dem Hafen von Y muiden zu, so ist zunächst zu beachten, dafs es sich dort nicht um fest gelagerten Boden, sondern um lockeren, von den Wellen ganz rein ausgewaschenen Dünensand von gleichmäfsig feinem Korn handelte, welchem bei dem Fehlen jeglicher Auswässerung an dieser Küste auf meilenweite Entfernungen hin auch nicht die geringste Spur bindender Bestandtheile beigemengt war. Einerseits war also ein Rührapparat zum Auflockern der Masse vollkommen überflüssig, andererseits mufste ein Wasserstrom von entsprechender Geschwindigkeit im Stande sein, den feinkörnigen Sand mitzureifsen. Diese Erwägungen führten zu der Construction des mit dem Namen Sandpumpe belegten Apparates durch den englischen Ingenieur Darton Hutton, welcher sich für England ein Patent darauf hat ertheilen lassen. Das wesentlichste an diesem Apparat ist der am Vordertheil des Schiffes befindliche Sauger, welcher, am oberen Ende in Achslagern ruhend und in der Mitte an einem krahnartigen Ausleger aufgehängt, mit dem untern Ende auf den aufzubaggernden Boden hinabgelassen wird. Ungefähr in der Mitte der Höhe in einer flachen Kapsel, deren Lage so bestimmt ist, dafs wenn sie hinabgelassen, sie sich eben unter Wasser befindet, liegt die Centrifuge. Das oberhalb der Centrifuge nicht im Innern, sondern oberhalb des Aussteifungsgerüstes liegende Steigerohr endigt oben in einem T-förmig gestalteten Ausgufsrohre, welches die Möglichkeit gewährt, durch Zubinden der einen Mündung und mit Hilfe eines anzubindenden flexibeln Verlängerungsstückes die Masse beliebig nach rechts oder nach links in bereit liegende Baggerprähme zu schütten. Die dazu verwendeten Baggerprähme haben einen Fassungsraum von 100 cbm, was erforderlich ist, damit der Sand die Möglichkeit hat, sich von dem Wasser abzusondern, und nicht durch die zuströmende Masse in dauernder Bewegung erhalten wird. Ist der Prahm bis obenhin mit Wasser gefüllt, so enthält er etwa bis zur halben Höhe fest abgelagerten Sand. Die Arbeit wird jedoch ununterbrochen fortgesetzt, und es fliefst das abgeklärte, fast gar keine Sinkstoffe mehr enthaltende Wasser nach allen Seiten über Bord ab. Auf diese Weise kann man den Prahm beinahe bis zum oberen Rande mit Sand füllen.

Digitized by Google

Es ist aus dem Vorstehenden ersichtlich, dafs diese Baggermethode nur für ganz reinen Sand anwendbar ist, während sie für jede andere Bodenart schon deshalb nicht in Betracht kommen kann, weil die Ausscheidung der festen Stoffe vom Wasser in den Prähmen nicht schnell genug vor sich gehen würde. Es mag hierbei gleich bemerkt werden, dafs die gute Dichtung der Bodenklappen an den Prähmen besondere Sorgfalt verdient, indem der dauernd hohe Ueberdruck des Wassers im Prahm bei etwaigen Undichtigkeiten die Ursache grofsen Verlustes an Baggerboden ist.

Die Centrifuge, für welche bei den ersten Versuchen eine Centrifugalpumpe gewöhnlicher Construction mit dem bekannten schneckenförmigen Gehäuse verwendet worden war, hat später eine wesentlich einfachere Gestalt gewonnen. Sie besteht aus einer 29 cm hohen, $1,_{58}$ m im Durchmesser weiten kreisförmigen Kapsel aus Eisenblech, welche nur an einer Seite eine Erweiterung für den Ansatz des Steigerohres zeigt. Das Schaufelrad der Centrifugalpumpe ist ersetzt durch zwei **S**-förmig angeordnete Flügel. Die Lager der Welle aber — und dies ist ein Punkt, auf welchen die Aufmerksamkeit besonders hingelenkt zu werden verdient — liegen ganz aufserhalb der von dem Sandstrom berührten Theile und sind also der Abnutzung durch denselben vollständig entzogen. Die Stopfbuchse, durch welche die Welle in das Innere der Kapsel geführt wird, mag vielleicht der Abnutzung ein wenig unterworfen sein, dies ist jedoch kein grofser Fehler, denn sobald sie eine auch nur geringe Undichtigkeit besitzt, wird durch die Wirkung der Centrifuge reines Wasser von aufsen eingesogen und dadurch der Zutritt des Sandes zur Stopfbuchse und weiteres Ausschleifen von selbst verhindert.

Die Schiffsgefäfse, auf welchen die Sandpumpen etablirt sind, gleichen in ihrer Form den in Holland gebräuchlichen Küstenfahrzeugen von etwa 20 m Länge. Dies rührt daher, dafs man zu den ersten Versuchen, welche mit Sandpumpen gemacht wurden, derartige Schiffe verwendete und das dabei ausgebildete Modell für die späteren Ausführungen beibehielt. Es hat dies jedoch den Nachtheil, dafs das Vordertheil des Schiffes, an welchem der Sauger hängt und während der Arbeit bis auf den Grund hinabgelassen wird, bei Seegang den stärksten Schwankungen ausgesetzt ist, also sehr starke Stöfse erleidet, wodurch der Apparat häufig beschädigt und die Zeit seiner Verwendbarkeit sehr eingeschränkt wird. Dieser Uebelstand würde vermieden werden, wenn der Sauger wie eine Baggerleiter in der Mitte des Schiffsgefäfses in einem Schlitz läge. In der That war diese Anordnung bei neuerdings construirten Sandpumpen, welche der Verfasser in der Maasmündung von Hoek van Holland in Thätigkeit gesehen hat, gewählt worden, und man rühmte sie dort als eine wesentliche Verbesserung gegen die Ymuidener Construction. Eine andere Verbesserung fand sich dort auch noch an dem unteren Ende des Saugerohres, indem dieses, nicht, wie in Ymuiden, gegen zu tiefes Eindringen in den Sand mit einem Schutzgitter versehen und normal gegen die Rohraxe, sondern unter der Neigung von 45° abgeschnitten war, so dafs die Oeffnung bei hinabgelassenem Sauger ungefähr in einer Verticalebene lag und die scharfe Unterkante des Rohrs wie eine Schaufel in den Sand hineingedrückt wurde.

Die Maschinen zum Betriebe der Sandpumpen haben eine Stärke von 26 Pferdekräften. Das gezahnte Schwungrad überträgt die Kraft auf eine Welle, von welcher sie durch einen Riemen und konische Räder auf die Pumpenwelle übertragen wird. Die Pumpe macht 240 bis 300 Umdrehungen in der Minute. Die Maschine steht aufserdem noch durch ein Frictionsrad mit der Kettentrommel der vorderen Ankerkette in Verbindung. Diese Frictionskuppelung wird ununterbrochen durch einen Mann bedient, welcher nach Bedürfnifs durch schärferes oder geringeres Anziehen der Ankerkette den Mund des Saugers gegen den auszubaggernden Sandabhang andrückt.

Zur Bedienung einer Sandpumpe gehören 7 Mann (1 Capitain, 1 Maschinist, 1 Heizer und 4 Matrosen). Die Matrosen und der Heizer erhielten dort wöchentlich den festen Lohn von 1 Pfund Sterling, der Capitain und Maschinist etwas mehr, aufserdem aber Prämien, wenn sie mehr als 4 Baggerprähme an einem Tage voll baggerten. Wie häufig jedoch die Arbeit durch Seegang verhindert wurde, zeigt folgende Angabe der Zahl der Arbeitstage für jeden Monat des Jahres 1877.

	Arbeitstage		Arbeitstage
Januar	0	Juli	11
Februar	0	August	10
März	5	September	13
April	7	October	8
Mai	8	November	2
Juni	15	December	10

Die Kosten stellen sich demgemäfs sehr hoch, nämlich für Ausbaggern und auf 1500 m vor die Hafenmündung zu verfahren, auf etwa $1,_{7}$ ℳ pro cbm.

Aufser einem ungewöhnlich grofsen Bagger, welcher besonderen Zwecken diente und weiterhin noch specieller erwähnt werden soll, arbeiteten im Hafen von Ymuiden 12 Sandpumpen und 7 Eimerbagger zu gleicher Zeit. Es bot sich also ausnehmend gute Gelegenheit zu Vergleichen. Der Anschaffungswerth einer Sandpumpe beträgt 75000 ℳ, derjenige eines Eimerbaggers ebenfalls 75000 ℳ. Die Kosten für Bemannung, Kohlen, Maschinenunterhaltung, Schmiere etc. stellten sich ziemlich gleich hoch.

Dagegen erfordert der Eimerbagger viel mehr Reparaturen und die Vorhaltung einer weit gröfseren Anzahl von Reservestücken. Von den 12 vorhandenen Sandpumpen waren im Durchschnitt immer nur $1\frac{1}{2}$ in Reparatur.

Im Jahre 1877 war die Durchschnittsleistung einer Sandpumpe $61,_{3}$ cbm pro Stunde Arbeitszeit. Die beste Sandpumpe leistete 77 cbm, die schlechteste 52 cbm im Jahresdurchschnitt. Für die 7 Bagger stellte sich der Durchschnitt dagegen nur auf 44 cbm pro Stunde, wobei der beste 54 cbm, der schlechteste 33 cbm im Jahresdurchschnitt aufweist. Während also hiernach die Sandpumpe dem gewöhnlichen Eimerbagger an Leistungsfähigkeit überlegen zu sein scheint, hat sie demselben gegenüber doch auch mancherlei Nachtheile. Zunächst liefert sie keine ebene Hafensohle, so dafs immer noch ein Eimerbagger Nacharbeit übernehmen mufs. Ferner ist sie, wie schon gesagt, nur in reinem Sande mit Vortheil zu gebrauchen. Eine dünne Torfschicht, welche im Hafen von Ymuiden in der Tiefe von 6 m unter Mittelwasser den Sand durchsetzte und durch das Gewicht der wahrscheinlich in früheren Zeiten darüber liegenden Dünen zu holzähnlicher Consistenz zusammengeprefst war, bereitete dem Baggern mit Sandpumpen grofse Schwie-

Digitized by Google

rigkeiten, während dieselbe dem Eimerbagger kein merkbares Hindernifs bot.

Eine Eigenschaft jedoch liefsen die Sandpumpen gerade für den vorliegenden Fall von besonderem Werthe erscheinen, nämlich dafs sie nur mit 2 Ankerketten, nach vorn und nach hinten, festgelegt zu werden brauchen, während jeder Eimerbagger deren nach jeder der vier Richtungen eine haben mufs. Wenn man bedenkt, dafs dort auf einem Raume von kaum 1000 m Länge und 600 m Breite für gewöhnlich 11 Sandpumpen und 7 Bagger, im Ganzen also 18 Baggerapparate in Thätigkeit waren, dafs aufserdem mitten hindurch der Platz für einen ziemlich lebhaften Schiffsverkehr freigelassen werden mufste, so ist begreiflich, dafs es absolut unmöglich gewesen wäre, mit bloßen Eimerbaggern eine gleich energische Thätigkeit zu entwickeln, und die Bagger so zu placiren, dafs sie mit den sich kreuzenden Ankerketten nicht gegenseitig in Collision geriethen.

Die im Hafen von Ymuiden neben den Sandpumpen gebrauchten Eimerbagger unterscheiden sich in ihrer Construction nicht wesentlich von den anderswo üblichen. Zum Theil waren es dieselben Bagger, welche vorher schon im Y zur Herstellung des Canals verwendet worden waren, und von denen einige schon an der betreffenden Stelle dieses Berichtes erwähnt worden sind.

Bemerkenswerth ist vielleicht nur, dafs man auch hier, wo so viele Bagger neben einander unter ganz gleichen Verhältnissen arbeiteten und also die Gelegenheit, unter den verschiedenen Systemen Vergleiche anzustellen, besonders günstig war, den Baggern mit einer in der Mitte liegenden Eimerleiter den Vorzug gab vor denjenigen mit zwei seitlichen Eimerleitern, da die letzteren zwar die doppelte Betriebskraft und doppelte Unterhaltung erforderten, aber nicht das Doppelte leisteten.

Zum Baggern in der Hafenmündung, zwischen den Molenköpfen, wo, wie schon vorher entwickelt, die gröfsten Sandablagerungen stattfinden, die stetige Schwellung aber das Baggern mit gewöhnlichen Baggerapparaten nur sehr selten gestattet, sah man sich zu aufserordentlichen Maafsnahmen genöthigt. Man hat zu diesem Zwecke einen Bagger von ganz ungewöhnlicher Gröfse — zunächst miethsweise — aus England herüber kommen lassen, ein Fahrzeug, welches in Folge seiner Gröfse und Schwere den Einwirkungen eines leichteren Seeganges nicht unterworfen ist. Dieser Bagger hat am 20. Mai 1877 im Hafen von Ymuiden zu arbeiten begonnen. Die Zahl der Tage, welche er seitdem in jedem Monat gearbeitet hat, und seine Leistungen ergiebt folgende Zusammenstellung:

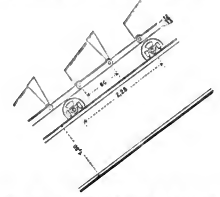
Monat	Arbeitstage	Leistung im Ganzen cbm	Leistung pro Tag cbm
Juni 1877	$19^7/_{12}$	42147	2152
Juli	$12^9/_{12}$	31407	2463
August	$10^2/_{12}$	27207	2676
September	$14^5/_{12}$	24686	1712
October	10	11875	1188
November	$1^6/_{12}$	1455	970
December	$8^6/_{12}$	8458	995
Januar 1878	$7^3/_{12}$	10982	1515
Februar	$20^6/_{12}$	34815	1698
März	$13^6/_{12}$	23014	1705

Ein Vergleich mit der eben gemachten Angabe über die Arbeitszeit der anderen Baggerapparate zeigt, dafs der grofse Bagger in der Hafenmündung stets noch etwas länger gearbeitet hat, als die übrigen Baggerapparate im Innern des Hafens.

Es ergiebt sich ferner für den grofsen Bagger eine monatliche Durchschnittsleistung von etwa 22000 cbm, eine Leistung, die gewifs ausreichen wird, um der Hafeneinfahrt dauernd die genügende Tiefe zu wahren, wenn man, wie auch jetzt schon geschieht, sich nicht auf diese beschränkt, sondern gleich tiefer baggert. Man ist nämlich im Stande, mit diesem Apparat bis zu einer Tiefe von 11 m zu baggern.

Derselbe ist nicht durch den Unternehmer der übrigen Baggerarbeiten, sondern durch die Amsterdamsche Canal-Gesellschaft direct gemiethet von der River-Tyne-Commission in Newcastle on Tyne. Jedoch stellt der Unternehmer die Bedienungsmannschaft, wofür er von der Canalgesellschaft eine Vergütung von 25 ₰ pro cbm ausgebaggerten Boden erhält. Die monatliche Miethe für den Bagger und die drei dazu gehörigen, mit eigenen Dampfmaschinen ausgerüsteten Prähme beträgt im Sommer 14000 ℳ, im Winter 7000 ℳ. Aufserdem fallen der Canalgesellschaft auch noch die Kosten für Hin- und Rücktransport, die Versicherung während der Ueberfahrt, die Reparaturen etc. zur Last. Die gezahlte Versicherungsprämie für die Ueberfahrt von England nach Holland betrug 3700 ℳ.

Das $45_{,70}$ m lange und $14_{,20}$ m breite Baggerschiff hat in zwei seitlichen $2_{,12}$ m breiten Schlitzen zwei $26_{,50}$ m lange Eimerleitern, deren mittlere Entfernung von einander $9_{,75}$ m beträgt. Die obere Turaswelle liegt 8 m über dem Wasserspiegel. Jede Eimerkette hat 34 Eimer von etwa $^1/_3$ cbm Rauminhalt. Das Gewicht eines leeren Eimers beträgt 900 kg, das Gewicht zweier Kettenglieder 180 kg und das Gewicht der dazu gehörigen 4 Bolzen 140 kg, zusammen 1220 kg, so dafs das Gewicht der ganzen Eimerkette $34 \cdot 1220 = 41480$ kg beträgt. Die Länge der Kettenglieder ist 86 cm. Der Querschnitt eines freien Kettengliedes mifst $^{12}/_{12}$ cm, der Durchmesser der Bolzen 8 cm.



Die Eimer sind aus 10 mm starkem Eisenblech und haben einen besonders aufgenieteten Besatz mit vorn verstählter Schneide, dessen Stärke von 23 mm an den Seiten bis 33 mm nach der Mitte hin zunimmt. Die gufseisernen Walzen, auf welchen die Eimerkette läuft, haben bei 55 cm Durchmesser eine Länge von $1_{,20}$ m. Sie liegen in der Entfernung von $2_{,25}$ m. Die aus zwei schmiedeeisernen Trägern gebildete Eimerleiter hat in der Mitte eine Höhe

Digitized by Google

von $1,_{50}$ m. Man mag aus diesen Details die colossale Gröfse des ganzen Apparates ermessen. Die Dampfmaschine ist eine Woolfsche Maschine von 60 Pferdekräften mit Cylinderdurchmessern von 710 und 1090 mm und Hubhöhen von 560 und 1120 mm. Die Kraftübertragung von der Maschine auf die Turaswelle geschieht durch Frictionsräder von wellenförmigem Profil und 450 mm Breite.

Um Wasser auf die Schüttrinnen zu pumpen, wenn der Baggerboden zu consistent ist, um von selbst herunter zu gleiten, sind kleine Pumpen vorhanden, welche mit durch die Maschine getrieben werden. Wenn nicht gebaggert wird, kann die Maschine zum selbstständigen Fortbewegen des Schiffes vermittelst einer Schiffsschraube benutzt werden.

Zu diesem Bagger gehören drei mit besonderen Dampfmaschinen und Schrauben versehene Prähme mit einem Fassungsraum von je 194 cbm. Wird reiner Sand in die Prähme gebaggert, so läfst man, wenn der Prahm voll ist, das überstehende Wasser überfliefsen und erhält bis 185 cbm feste Masse in den Prahm. Bei Modder mufs man natürlich früher aufhören, um nicht beim Ueberfliefsen zu viel Verlust zu haben. Man rechnet dabei die wirklich ausgebaggerte Masse nur so hoch, als sie nach kurzer Zeit des Absetzens einer hineingestofsenen Mefslatte merkbaren Widerstand bietet. Es wird auf diese Weise der Inhalt eines jeden Prahms vor der Abfahrt genau constatirt. Die Zahl von drei Prähmen hat sich für die Bedienung als zu gering herausgestellt, da zwei davon stets neben dem Bagger liegen müssen, wenn die Arbeit keine Unterbrechung erleiden soll, der dritte aber den Weg nicht so schnell zurücklegen kann, um die anderen beiden abwechselnd zu ersetzen. Man wird sich deshalb wahrscheinlich genötbigt sehen, noch einen vierten Prahm anzuschaffen.

Die Bemannung des Baggers besteht aus 17 Mann und zwar: 1 Capitain, 2 Maschinisten, 2 Heizer, 2 Leiterleute, 8 Matrosen, Koch und Wache; die Bemannung jedes Prahms aus 4 Mann: Capitain, Maschinist, Heizer und Steuermann.

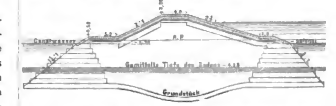
Der Bagger fördert unter günstigen Verhältnissen 180 cbm pro Stunde.

Die Kosten für Ausbaggern des Bodens und denselben auf 1500 m vor der Hafenmündung zu verfahren betragen etwa 2 ℳ pro cbm.

Nach dem ursprünglichen Plan, welcher für die Baggerarbeiten im Hafen von Ymuiden aufgestellt war, hatte man die Fertigstellung des Hafens für Ende 1877 in Aussicht genommen. Die Arbeiten schritten jedoch nicht in dem Maafse vor, als man erwartet hatte, und erlitten besonders dadurch eine Verzögerung, dafs die Generalunternehmer Henri Lee & Son gegen Ende 1877 unter grofsen Verlusten ihrerseits die Arbeit aufgaben und sich mit der Canalgesellschaft auseinandersetzten. Zwar gelang es der letzteren bald, einen anderen Unternehmer zu gewinnen, welcher sich verpflichtete, im Laufe des Jahres 1878 1 700000 cbm (im Prahm gemessen) zu baggern, doch war schon in der Mitte des Sommers vorauszusehen, dafs auch damit das herauszunehmende Profil noch nicht ganz erreicht sein würde und dafs die Baggerarbeiten im Hafen — mit Ausschlufs der laufenden Unterhaltung — noch einen Theil des Jahres 1879 in Anspruch nehmen würden.

5. Der Abschlufsdeich im Osten von Amsterdam.

Zur Abschliefsung des Y im Osten von Amsterdam wählte man die schmalste Stelle, etwa 3 km östlich von der Stadt. Der Damm führt geradlinig von dem sogenannten Paardenhoek (Pferdeecke) nach dem gegenüberliegenden Ufer bei Schellingwoude und hat 1400 m Länge. Vom nördlichen Ende 300 m entfernt befinden sich die Oranienschleusen, ein Schleusensystem, welches aus drei nebeneinander liegenden Schiffsschleusen, einer Entwässerungsschleuse und einem Schöpfwerk besteht. Die nachfolgende Skizze zeigt das Querprofil des Dammes bei einer mittleren Wassertiefe von etwa 4 m unter Mittelwasser. In gröfserer Tiefe verbreitert sich das Profil entsprechend nach unten hin.



Der Grund, auf welchem der Damm geschüttet werden sollte, bestand aus einem sehr weichen comprimirbaren Schlick, dessen Oberfläche in einer mittleren Tiefe von $4,_{85}$ m unter A. P. lag. Demgemäfs wurde als Fundament ein sehr grofses Sinkstück in der ganzen Breite des Dammes versenkt, und auf diesem der Fufs der beiderseitigen Böschungen aus übereinandergeschichteten kleineren Sinkstücken bis zur Höhe des Mittelwassers, und zwar auf der Innenseite mit $^5/_4$ facher, auf der Aufsenseite mit $^3/_4$ facher Böschung, hergestellt. Dabei nahm man in der Anlage betreffs der Breite gleich auf die zu erwartende Compression des Untergrundes Rücksicht. In die auf diese Weise gebildete Mulde wurde nun der aus Sand bestehende Kern des Dammes hinein geschüttet. Die Last des Sandes war jedoch so grofs, dafs das zum Fundament dienende Grundsinkstück mehrfach in der Mitte durchrifs und die beiden nun von einander getrennten Theile seitwärts auswichen. Um sie zu halten, wurden dann jedesmal an den betreffenden Stellen zu beiden Seiten bedeutende Anschüttungen von Sand erforderlich.

Die Sinkstücke, welche den Dammkörper seitlich unter Wasser begrenzen, reichen bis zur Höhe von — $0,_{50}$ A. P. herauf. Darüber ist der Dammkörper aus Sand mit einer Abdeckung von Klaiboden hergestellt. Die 4 m breite Krone liegt auf + $3,_{50}$ A. P., 1 m über der höchsten bekannten Fluth; die Böschungen sind auf der Aufsenseite $3^1/_2$ fach, auf der Innenseite 2 fach. In der Höhe von + $0,_5$ A. P. befindet sich binnenseitig ein 5 m breites, aufsenseitig ein 3 m breites Banket, und unterhalb dieses Bankets binnenseitig eine 2 fache, aufsen eine $2^1/_2$ fache Böschung. Aufsenseitig sind Böschungen und Banket in der ganzen Breite mit einer 30 cm starken Steinpackung aus grofsen Basaltsteinen auf einer Unterlage von Klinkerpflaster und Ziegelbrocken befestigt. Binnenseitig ist diese Befestigungsweise nur auf dem unterhalb des Bankets liegenden Theile der Böschung, welcher allein von den Wellen bespült wird, angewendet.

Der Sand zur Herstellung des Dammkörpers wurde von einer über 10 km entfernten Stelle an der Südküste der Zuidersee bei dem Orte Muiden mit Hilfe von Kettenschlepp-

Digitized by Google

schiffen herangeschafft und kostete ungefähr $1,_{20}$ ℳ pro cbm. Dieser Preis erhöhte sich jedoch mitunter bis auf $1,_{80}$ ℳ, wenn es nöthig wurde, wegen der durch Fluth und Wellenschlag eingetretenen Beschädigungen die Arbeit zu forciren. Das laufende Meter Damm kostete etwa 1300 ℳ.

Der Schlufs des Deiches erfolgte im Jahre 1872 nach Fertigstellung der vorerwähnten Schleusen, neben denen man eine Oeffnung von 250 m Breite für die Schifffahrt und Entwässerung freigelassen hatte. Um Auskolkungen durch den ein- und ausgehenden Fluth- und Ebbestrom zu vermeiden, hatte man diese Oeffnung auf dem Grunde mit Sinkstücken belegt. Doch war eine Vertiefung in Folge der allmäligen Verengung des Durchflufsprofils nicht ganz zu vermeiden gewesen, weshalb die letzten 500 m der Länge des Dammes schon in einer Wassertiefe von 8 m ausgeführt werden mufsten.

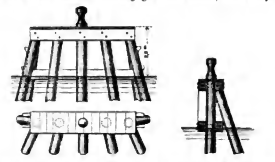
Die vollständige Regulirung des Profils, die Abdeckung mit Kleiboden und die Pflasterung der Böschungen mit Basalt, wie sie in der Zeichnung dargestellt ist, kam erst ein Jahr später zur Ausführung, nachdem der Damm sich überall genügend gesetzt hatte. Provisorisch wurden die Böschungen inzwischen auf beiden Seiten bis auf $4_{0,50}$ unter A. P. mit einer festen mit Steinen bedeckten Faschinenlage befestigt.

Zwei ähnliche Durchdämmungen von Meeresarmen, wie hier, kamen ungefähr zu derselben Zeit in Holland beim Bau der Eisenbahn von Rosendaal nach Vliessingen zur Ausführung. Dieselben waren jedoch noch weit schwieriger, hauptsächlich wegen des bedeutend höheren Flutwechsels, welcher bei Amsterdam im Mittel nur $0,_{50}$ m, hier aber über 3 m beträgt. Näheres über die Ausführung dieser Dämme findet man in dem Werke von Croizette Desnoyers: Les travaux publics en Hollande.

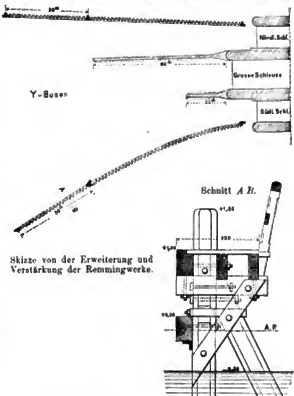
6. Die Schleusen.

Der Bau der beiden Schleusensysteme an beiden Enden des Canals ist in dem erwähnten Wiebe'schen Artikel so eingehend beschrieben, dafs dem dort Gesagten nur wenig mehr hinzuzufügen bleibt. Denn beide Schleusen sind, so weit sie zu jener Zeit noch nicht fertig gestellt waren, genau nach den damals schon vorhandenen Plänen und Zeichnungen, welche auch Wiebe theilweise reproducirt, vollendet worden. Etwas detaillirtere Zeichnungen dieser Bauwerke finden sich noch in dem eben genannten Werke von Croizette Desnoyers.

Von besonderen Einrichtungen, welche an diesen Schleusen später zur Ausführung gekommen und in den genannten Werken noch keine Erwähnung gefunden haben, sind hauptsächlich diejenigen bemerkenswerth, welche den Schiffen das Ansegeln und Einfahren in die Schleusen erleichtern sollen.



An den Nordseeschleusen dienen hierzu die sogenannten „Remmstühle". Es sind dies, wie die vorstehenden Holzschnitte zeigen, aus je 10 ca. 45 cm starken Pfählen gebildete Gerüste mit einer Plattform, welche von dem Kopf des mittelsten Pfahles, der als Ternpfahl dient, um 80 cm überragt wird. Aufserhalb der Schleusen mufsten diese Remmstühle, sowie auch die in der Canalstrecke zwischen den Schleusen und dem Seehafen in Abständen von je 100 m aufgestellten Duc d'Alben durch besondere Vorkehrungen gegen den Seewurm geschützt werden. Man benagelte zu diesem Zweck die Pfähle auf der Strecke, welche frei im Wasser vom Boden bis zur Höhe des Mittelwassers zu stehen kommen sollte, mit breitköpfigen eisernen Nägeln von nebenskizzirter Form und Gröfse. Die Nägel werden nicht so dicht geschlagen, dafs sie sich gegenseitig überdecken, sondern nur so, dafs sich die Peripherieen der Köpfe berühren. Dadurch, dafs man die benagelten Pfähle dann vor der Verwendung einige Wochen den Einwirkungen der Luft und des Salzwassers aussetzt, überziehen sich auch die Zwischenräume mit einer Schicht Eisenrost, welche den Seewurm abhält. Ueber Mittelwasser findet sich der Seewurm niemals im Holze. Das Gewicht der Nägel war 1 kg pro 144 Stück und die Kosten der Benagelung betrugen $1,_{20}$ ℳ pro qm. Im Canal innerhalb der Schleusen kam der Seewurm nicht vor, da das Wasser dort nicht mehr den für sein Fortkommen erforderlichen Salzgehalt hatte. An den Zuiderzeeschleusen im Osten von Amsterdam hat man aus demselben Grunde das Vorkommen des Seewurmes selbst aufserhalb der



Skizze von der Erweiterung und Verstärkung der Remmingwerke.

Schleusen nicht mehr constatiren können. Der Salzgehalt ist dort wesentlich geringer, als in der offenen Nordsee,

indem das Gewicht von 1 cbm Seewasser bei Schellingwoude nur 1005 bis 1006 kg beträgt, während 1 cbm Seewasser in der Nordsee 1020 bis 1023 kg wiegt.

Bei den Oranienschleusen waren, um das Ansegeln auf den beiderseits ziemlich ausgedehnten Wasserflächen zu erleichtern, sowohl aufserhalb als innerhalb zu beiden Seiten auf 100 m Länge sogenannte Remmingwerke, d. h. hölzerne mit Laufstegen und Haltepfählen versehene Leitgerüste aufgestellt. Dieselben erwiesen sich jedoch nach Eröffnung der Schifffahrt bald als ungenügend und mufsten entsprechend erweitert und verstärkt werden. Jeder der vier Flügel wurde dabei, wie vorseitig skizzirt, um 50 m verlängert, und auch vor den beiden mittleren Schleusenmauern wurden neue derartige Gerüste hergestellt.

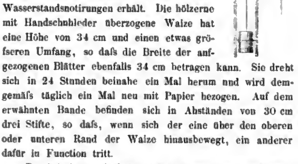
Schliefslich sei hier noch einer Einrichtung Erwähnung gethan, welche erst in neuester Zeit zur Ausführung gekommen ist, nachdem sich ihre Nothwendigkeit durch ein Zusammentreffen aufsergewöhnlicher Naturereignisse herausgestellt hatte. Während nämlich jede der drei grofsen Schiffsschleusen neben zwei Paar Ebbethoren drei Paar Fluththore aufweist, hat die am südlichsten gelegene Entwässerungsschleuse neben einem Paar Ebbethore nur zwei Paar Fluththore.

Dieser Umstand wäre beinahe verhängnifsvoll geworden. Es trat nämlich zu Anfang Januar 1877 eine ganz aufsergewöhnliche niedrige Ebbe ein, und da der Januar zu den wasserreichsten Monaten gehört, so bot dieser Umstand eine erwünschte Gelegenheit zu wirksamer Auswässerung. Der sich dabei bildende ausgehende Strom war jedoch von solcher Stärke, dafs er einen grofsen Stein aus der seitlichen Böschung losrifs und bis auf den Thorkammerboden der inneren Flutthore schleuderte. Als nun kurze Zeit darauf eine aufsergewöhnlich hohe Sturmfluth eintrat — die höchste in diesem Jahrhundert — und man aufser dem gewöhnlich geschlossenen äufseren Fluththorpaare auch das innere schliefsen wollte, klemmte sich der Stein zwischen Drempel und Thor, in Folge dessen der untere Thorzapfen brach. Der ganze Wasserdruck von mehr als 3 m mufste nun von dem einen, noch dazu dem Winde und den Wellen sehr exponirten Thorpaare ausgehalten werden. Der Bruch desselben hätte unberechenbares Unheil über Amsterdam und weite Landstriche verbreitet. Für dies Mal ging die Gefahr jedoch noch glücklich vorüber, indessen war der Beweis geliefert, dafs selbst ein doppelter Verschlufs da, wo so viel auf dem Spiele steht, nicht hinreichende Sicherheit gewährt. Man traf in Folge dessen Vorkehrungen, um im Falle der Noth die Auswässerungsschleuse mit Dammbalken versetzen zu können. Die Dammbalken werden in die Thornischen der Ebbethore und zwar gegen den äufseren Mauervorsprung derselben gelegt. Es sind Balken von 40/40 cm Stärke und 12 m Länge, aus Eichen- und Kiefernholz (um die Schwimmfähigkeit beim Einbringen damit reguliren zu können).

Der Schuppen zur Aufbewahrung dieser Balken liegt dicht neben der Schleuse, genau in der Richtung, in welcher sie eingebracht werden. Zur Erleichterung des Einbringens sind auf dem Wege, welchen die Balken zu machen haben, eiserne Gleitrollen angebracht, und eiserne Böcke aufgestellt, vermittelst deren sie aus dem Schuppen herausgezogen werden. Ebenso hat jeder Balken auf der oberen Fläche zwei Augenbolzen, an welchen er gefafst wird, und an der Unterfläche zwei entsprechende Löcher. Mit Hilfe dieser Vorrichtung dauert das Einbringen der zum vollständigen Verschlufs nöthigen 18 Dammbalken, welches zur Uebung bisweilen vorgenommen wird, nur $1\frac{1}{2}$ Stunden.

Zum Schutz gegen ähnliche Vorkommnisse, wie jenes im Januar 1877, ist die Entwässerungsschleuse im unteren Theile noch durch ein vorgesetztes eisernes Gitter gesperrt.

Bemerkenswerth ist an dieser Stelle noch ein selbstregistrirender Pegel sehr einfacher Construction, welcher im April 1878 auf dem äufseren Kopfe von einer der beiden mittleren Schleusenmauern zur Aufstellung gelangt ist. Die Construction desselben ist aus nebenstehender Skizze*) ersichtlich. Durch den Klöppel des Uhrwerks, welches auch die Walze mit den Papierblättern dreht, wird ein an Federn hängender hölzerner Rahmen alle 10 Minuten in Bewegung gesetzt, und dadurch ein auf einem Bande befindlicher Stift gegen die Walze geschlagen. Der Schlag erfolgt in solcher Stärke, dafs man, wenn die Walze mit zwei übereinander liegenden Papierblättern bezogen wird, doppelte Exemplare der Wasserstandsnotirungen erhält. Die hölzerne mit Handschuhleder überzogene Walze hat eine Höhe von 34 cm und einen etwas gröfseren Umfang, so dafs die Breite der aufgezogenen Blätter ebenfalls 34 cm betragen kann. Sie dreht sich in 24 Stunden beinahe ein Mal herum und wird demgemäfs täglich ein Mal neu mit Papier bezogen. Auf dem erwähnten Bande befinden sich in Abständen von 30 cm drei Stifte, so dafs, wenn sich der eine über den oberen oder unteren Rand der Walze hinausbewegt, ein anderer dafür in Function tritt.



Der Schwimmer befindet sich in einem hölzernen Kasten, dessen Innenraum nur durch sehr enge Oeffnungen mit dem Aufsenwasser communicirt, wodurch die Wirkungen des Wellenschlages paralysirt werden.

7. Das Schöpfwerk.

Das neben den Oranienschleusen aufgestellte Schöpfwerk ist schon von Wiebe (Jahrg. 1872 der Zeitschr. f. Bauwesen, S. 251 u. f.) eingehend beschrieben, obwohl die Aufstellung damals noch nicht vollendet war. Die Ausführung ist nach den der Beschreibung beigefügten Zeichnungen ohne wesentliche Aenderungen erfolgt.

Das Schöpfwerk hat den gehegten Erwartungen aber nicht entsprochen. Genaue Messungen der in gewissen Zeiträumen gehobenen Wassermengen haben ergeben, dafs dasselbe, wenn man die wirklich geleistete Arbeit des gehobenen Wassers in Rechnung zieht, pro Stunde und Pferdekraft 6 bis 7 kg Kohlen verbraucht, wogegen in Holland eine grofse Anzahl von Schöpfwerken existirt, deren Kohlenverbrauch nicht mehr als 2,5 kg pro Stunde und Pferdekraft beträgt. Worin die Ursache jenes enormen Kohlenverbrauchs zu suchen ist, kann nicht mit Bestimmtheit angegeben werden.

Die Leistung der Dampfmaschinen ist eine normale, denn dieselben verbrauchen nur 2,25 kg Kohle pro Stunde

*) Darin ist: *a* Feder, *b* Band, *c* Klöppel der Uhr, *d*, *d* Platindraht.

Digitized by Google

und indicirte Pferdekraft. Dagegen wird die obere Wasserzuführung zur Pumpe, welche durch Vermittelung eines nach unten gekrümmten Saugers bewirkt wird, von Sachverständigen getadelt, weil sich der Raum in der Krümmung bald mit Luft füllt, und dann nur eine beträchtlich kleinere Wassermenge zur Pumpe gelangen kann. Ein fernerer Effectverlust ergiebt sich dadurch, dafs in Folge der Ungleichheit der Wassergeschwindigkeiten in dem oberen und unteren Theil der Pumpe Wirbelbildungen entstehen müssen, welche schädlich wirken.*)

Jedenfalls hat die Erfahrung, welche man an diesem Schöpfwerk gemacht und welche sich in ähnlicher Weise bei sämmtlichen nach demselben System erbauten kleineren Schöpfwerken zur Trockenhaltung der neu eingedeichten Ländereien des Y wiederholt hat, viel dazu beigetragen, die Centrifugalpumpe überhaupt des sie bisher umgebenden Nimbus zu entkleiden, und wenn auch neuerdings noch in Holland einige gröfsere Schöpfwerke mit Centrifugalpumpen ausgeführt worden sind, so wendet sich die Aufmerksamkeit doch wieder mehr als früher den Schöpfrädern zu, indem man durch mannigfache Verbesserungen in der Construction dieselben nicht nur leistungsfähiger, sondern auch für wechselnde Wasserstände und gröfsere Hubhöhen verwendbar zu machen sucht.**)

8. Die Entwässerung des Y-Busens.

Die Frage nach der Leistungsfähigkeit des Schöpfwerks zu Schellingwoude in Bezug auf Kohlenverbrauch spielt immerhin nur eine untergeordnete Rolle der Frage gegenüber, ob das Schöpfwerk überhaupt im Stande ist, den auf $-0{,}_{50}$ A. P. festgesetzten Normalwasserstand im Canale und den damit zusammenhängenden Wasserflächen, dem sogenannten Y-Busen, zu erhalten. Eine richtige Schätzung der dazu erforderlichen Kraft von vorn herein zu machen, hatte grofse Schwierigkeiten. Die allgemeine Regel, nach welcher in Holland die Betriebskraft für künstliche Entwässerungen bestimmt wird, dafs nämlich zur Trockenhaltung eines Polders auf 1000 ha bei 1 m mittlerer Hubhöhe 12 Pferdekräfte erforderlich sind, konnte hier nicht angewendet werden, weil der gröfste Theil der auf das Y entwässernden Ländereien aufserdem noch auf anderem Wege theils direct in die Nordsee, theils in die Zuidersee entwässern.

Der Rheinlands-Busen mit einer Wasserfläche von 4100 ha, welcher das Niederschlagswasser von 76600 ha Polderfläche aufnimmt, entwässert, aufser vermittelst der beiden grofsen Schöpfwerke zu Halfweg und Sparndam in das Y, noch durch die Schleusen bei Katwyk direct in die Nordsee und durch ein Schöpfwerk bei Gouda in die holländische Yssel. Der Schermer-Busen in Nordholland, 2000 ha grofs, welcher das Polderwasser von 77500 ha empfängt, entwässert durch fünf Schleusen auf das Y und durch fünf Schleusen direct auf die Zuidersee. Der Amstellandbusen mit einer Polderfläche von 30000 ha entwässert durch die Schleusen zu Amsterdam in das Y und durch zwei andere Schleusen direct in die Zuidersee. Der Antheil, welchen die einzelnen Schleusen und Schöpfwerke an der Entwässerung eines solchen Busens haben, läfst sich ungemein schwer taxiren, weil er einestheils sehr von der Richtung und Stärke des jedesmal wehenden Windes abhängig ist, anderentheils von der sehr variirenden Höhe von Ebbe und Fluth in den verschiedenen Gewässern. Die Grundlagen, welche zur Bestimmung der Stärke der Wasserhaltungsmaschinen für den Y-Busen dienen konnten, waren also sehr unsichere, und es kann daher nicht Wunder nehmen, dafs das Schöpfwerk zu Schellingwoude sich durch die Erfahrung als viel zu schwach erwiesen hat, um dem beabsichtigten Zweck, nämlich den Wasserstand dauernd auf $-0{,}_{50}$ A. P. zu erhalten, zu genügen. Wie wenig es dieses vermag, ist durch eine, die Dauer und Gefällhöhe der jedesmal möglichen natürlichen Entwässerung, sowie die Art und Weise der Benutzung dieser Möglichkeit zur wirklichen Entwässerung, endlich die Arbeitszeit der drei Pumpen des Schöpfwerks zu Schellingwoude markirende graphische Zusammenstellung der Innen- und Aufsenwasserstände an den beiden Enden des Canals für die Monate Januar bis Mai 1877 nachgewiesen. Zu bemerken ist hierbei vorweg, dafs eine Entwässerung durch die Nordseeschleusen überhaupt nur im Nothfalle in's Auge gefafst war, da der Canal in erster Reihe den Zwecken der Schifffahrt dienen sollte, und dafs der dabei sich jedesmal bildende starke Strom die Schifffahrt auf dem den Nordseeschleusen zunächst liegenden Theile des Canals sehr schwierig, das Passiren der Schleusen aber fast zur Unmöglichkeit macht. Wenn nun auch in Bezug auf den ersten Punkt die im Jahre 1878 ausgeführte wesentliche Profilerweiterung des Canals auf dieser Strecke von grofsem Nutzen sein dürfte, so bleibt doch immer die schwierige Passage durch die Schleusen als ein nicht zu beseitigender Uebelstand, so lange man genöthigt ist, auch hier eine Entwässerung stattfinden zu lassen, zumal da auch die nur aus lockerem Sande bestehenden Canalwandungen aufserhalb der Schleuse nicht im Stande sind, einem so starken Strome Widerstand zu leisten, und schon mehrfach bedeutende Beschädigungen dadurch erlitten haben.

Der durch die erwähnte graphische Darstellung illustrirte Hergang war folgender. Am 1. Januar 1877 gestattete eine ganz aufsergewöhnlich niedrige Ebbe in der Zuidersee eine so starke Auswässerung, dafs der Canalwasserspiegel innerhalb weniger Stunden beinahe um 30 cm fiel und damit noch ein wenig unter den normalen Wasserstand von $-0{,}_{50}$ gesunken war. Dann fängt er aber an, sich schnell wieder zu heben, und obwohl am 4. Januar alle drei Pumpen in Thätigkeit gesetzt werden, wächst er doch immer mehr, so dafs man sich am 9. Januar schon genöthigt sieht, die Nordseeschleusen zur Entwässerung heranzuziehen. Mit Hilfe derselben wird der Wasserstand dann bis zum 22. Januar wieder nahezu auf die normale Höhe herabgedrückt. In den letzten Tagen des Januar aber treten Sturmfluthen ein, in Folge deren der Wasserstand im Canale wieder wächst, und obwohl nun die Pumpen den ganzen Februar hindurch ununterbrochen arbeiten, obwohl die Nordseeschleusen, wenn irgend möglich (gewöhnlich zur Nachtzeit), zu Hilfe genommen werden, gelingt es doch nicht, den Wasserstand tiefer als im Durchschnitt auf $-0{,}_{25}$ A. P. zu senken, er wächst sogar Ende Februar in Folge von Sturmfluthen und dadurch behinderter natürlicher Entwässerung an den Nordseeschleusen bis über

*) Näheres über diesen Gegenstand findet sich in der Deutschen Bauzeitung Jahrgang 1875 S. 132.

**) Tydschrift van het koningl. Institutet van Ingenieurs 1875/76 Seite 103 und 1876/77 Seite 47.

Digitized by Google

± 0 A. P. Unter Benutzung der Nordseeschleusen wird nun zwar der Wasserspiegel bis zum 11. März wieder bis auf — $0,_{50}$ A. P. gesenkt und steht am 12. März so niedrig, dafs man eine aufserordentliche Ebbe der Zuidersee — den Vorboten einer Sturmfluth — gar nicht einmal zur Auswässerung benutzen darf, steigt dann aber in Folge der Sturmfluth, trotz des Arbeitens der Pumpen innerhalb dreier Tage um 40 cm, um erst am 7. April auf den normalen Stand zurückzukehren. Von da ab bieten die Wasserstandstabellen geringeres Interesse, weil der Wasserstand bis zur Mitte des Sommers fast von selbst auf der normalen Höhe erhalten bleibt.

Erwähnt mag hier noch werden, dafs gewönlich im Juni und Juli das Einlassen bedeutender Wassermengen aus der Zuidersee in den Y-Busen nothwendig wird, weil viele Polder das fast gar keinen Salzgehalt mehr aufweisende Wasser des Busens in den Sommermonaten zur Bewässerung des Bodens benutzen, und auf diese Weise dem Busen viel Wasser entziehen, welches im Interesse der Schifffahrt wieder ersetzt werden mufs.

Mitte August 1877 war es schon wieder nothwendig, die Pumpen in Thätigkeit zu setzen, und haben dieselben dann bis zum Ende des Jahres mit nur kurzen Unterbrechungen gearbeitet. Dabei befand sich der Binnenwasserstand an den Oranienschleusen im September im Mittel auf — $0,_{45}$, im October auf $0,_{43}$, im November auf — $0,_{37}$ und im December auf $0,_{42}$ A. P. Es ist jedoch in diesen Monaten auch sehr häufig die Entwässerungsschleuse an der Nordsee zu Hilfe genommen worden.

Nebenbei mag hier noch bemerkt werden, dafs aufsergewöhnliche Ebbe- und Fluth-Erscheinungen an den Nordseeschleusen sich meistens 9 Stunden später an den Zuiderseeschleusen ebenfalls bemerklich machen; ferner, dafs, wie die starke Auswässerung, welche am 9., 10. und 11. Januar an der Nordsee durch die grofse Schiffsschleuse stattgefunden hat, in Folge des daselbst fehlenden Vorbusens eine der Ebbe und Fluth ähnliche Wellenbewegung innerhalb des Canals erzeugt hat, welche selbst am andern Ende des Canals — an den Oranienschleusen — noch constatirt werden kann, ein Umstand, welcher die Wichtigkeit eines Vorbusens d. h. einer nahe gelegenen gröfseren Wasserfläche für grofse natürliche oder künstliche Entwässerungsanlagen anschaulich illustrirt. Auch über den Verlauf der Sturmfluthen hat die Tabelle interessante Aufschlüsse gegeben.

Dafs das Schöpfwerk in Schellingwoude seiner Aufgabe nicht gewachsen ist, geht auch schon daraus hervor, dafs dasselbe bisher meistens 8 bis 9 Monate im Jahre in Thätigkeit war, während andere Schöpfwerke in Holland, z. B. die Werke zu Halfweg und Sparndam, welche doch einem gleichen Zwecke dienen, selten mehr als 4 Monate des Jahres arbeiten.

Um nun diesem Uebelstande abzuhelfen, hat man in Vorschlag gebracht, den Normalwasserstand des Canals um 20 cm, von — $0,_{50}$ auf — $0,_{30}$, zu erhöhen, und es vereinigen sich mancherlei Interessen, um diesem Vorschlage Gewicht zu verschaffen. Zunächst ist es das Interesse der Marinestation zu Amsterdam, welcher eine Vertiefung des Fahrwassers um 20 cm sehr gelegen käme.

Ferner ist es das Interesse der Stadt Amsterdam, welcher eine Erhöhung des Y-Wasserstandes für die Reinhaltung der städischen Grachten grofse Vortheile bieten würde. Gegenwärtig geschieht die Reinigung der Grachten in der Weise, dafs die Schleusen an der Hafenfront der Stadt Abends geschlossen werden und von der Zuidersee direct durch die Nieuwe Vaart den Grachten der Stadt reines Wasser zugeführt wird. Der Wasserstand in den Grachten erhöht sich dadurch im Laufe der Nacht um 10 bis 12 cm, und wenn die Schleusen Morgens wieder geöffnet werden, fliefst das ihnen zunächst befindliche verunreinigte Wasser nach dem Y ab. Diese Art der Wassererneuerung hat sich jedoch als vollständig ungenügend erwiesen, zumal da das verunreinigte Wasser zwar zum Theil aus der Stadt hinausgeschafft wird, nun aber wegen der mangelnden Strömung im Y vor der Stadt stagnirt. Man war deshalb damit beschäftigt, solche Einrichtungen zu treffen, dafs die Circulation in umgekehrter Weise stattfinden könnte. Zu diesem Zweck wird Amsterdam mit der Zuidersee direct durch einen Canal parallel der Nieuwe Vaart verbunden, und am Ende dieses Canals bei Seeburg ein Schöpfwerk erbaut, welches allnächtlich 600000 cbm verunreinigtes Wasser in die Zuidersee zu pumpen im Stande sein soll. An Stelle des abgepumpten Wassers wird dann jeden Morgen ein gleiches Quantum reines Wasser aus dem Y den Grachten der Stadt zugeführt. Zugleich mit dieser Bauausführung war eine Vergröfserung des städtischen Busens von 250 auf 400 ha durch Hinzuziehung benachbarter Wasserläufe und Erbauung mehrerer neuer Schleusen projectirt.

Das von der Stadt Amsterdam bei Seeburg neu zu errichtende Schöpfwerk wird natürlich dem Schöpfwerk zu Schellingwoude wesentlich zur Unterstützung gereichen, und man hofft, dafs, wenn es gelingen sollte, die Erhöhung des Canalwasserstandes auf — $0,_{30}$ A. P. durchzusetzen, beide Schöpfwerke auch wirklich im Stande sein werden, diesen Wasserstand im Y dauernd zu erhalten.

Ein besonderes Interesse an der Erhöhung des Normalwasserstandes im Y haben auch alle diejenigen, denen die Verwirklichung des Projectes zur Trockenlegung des südlichen Theils der Zuidersee am Herzen liegt. Und es sind deren nicht wenige in Holland, da das schon vor mehreren Jahren aufgetauchte Project durch mannigfache Besprechung in Tageblättern und Brochüren immer mehr an Popularität gewinnt. So lange freilich der Krieg mit Atchin alljährlich so kolossale Summen verschlingt, so lange der Unternehmungsgeist durch die trübe Geschäftslage in Holland wie überall gelähmt ist, kann an eine Ausführung des grofsartigen Unternehmens nicht gedacht werden. Indessen läfst sich nicht verkennen, dafs dasselbe allmälig heranreift, und man kann schon heute die Beobachtung machen, dafs in jenen Gegenden keine gröfsere wasserbauliche Anlage zur Ausführung gelangt, ohne dafs dabei nicht sorgfältig auf jenes Zukunftsproject Rücksicht genommen würde. Eine nähere Beschreibung des Projectes zu geben, ist hier nicht der Ort, und es sei deshalb nur auf einen Artikel in der Deutschen Bauzeitung Jahrgang 1878 Nr. 31 verwiesen, in welchem die Grundzüge der Anlage entwickelt und durch Beigabe einer Situationsskizze erläutert sind.*) Dafs der für die Trockenlegung der Zuidersee neu zu bildende Busen mit

*) Entnommen aus der Brochure: „Hoe stat het toch met de droogmaking van het zuidelijk gedeelte der Zuiderzee?" s' Gravenhage by Gebr. van Langenhuysen 1874.

Digitized by Google

dem jetzigen Y-Busen zu einem einzigen vereinigt werden muſs, hält man für unumgänglich, andererseits ist man aber auch der Ansicht, daſs die Forderung eines Wasserstandes von $-0{,}_{50}$ A. P. für den gemeinschaftlichen Busen die Ausführbarkeit des ganzen Projectes in Frage stellen würde.

Auf Grund aller dieser Erwägungen hört man vielfach die Meinung äuſsern, daſs durch die Festsetzung eines so niedrigen Normalwasserstandes für den Amsterdamer Seecanal zu Gunsten der groſsen Deichverbände nicht nur der Amsterdamschen Canalgesellschaft eine unerschwingliche Last auferlegt worden sei, sondern auch das allgemeine Interesse eine Schädigung erfahren habe.

9. Die Trockenlegungen im Y.

Einen der hervorragenderen Theile, finanziell vielleicht sogar den wichtigsten der ganzen Anlage, bilden die Trockenlegungen im Y und im Wykermeer. Durch dieselben sind im Osten von Amsterdam, durch den Hauptcanal und die Seitencanäle von einander getrennt, 11 Polder entstanden, von denen die gröſseren eigene Dampfschöpfwerke zu ihrer Entwässerung erhalten haben, während von den kleineren jedesmal mehrere durch eingelegte Düker zu einem Entwässerungsgebiet vereinigt sind, so daſs die Zahl der erbauten Schöpfwerke nur sieben beträgt.

Dieser Polder variirt zwischen $-1{,}_{00}$ und $-3{,}_{00}$ A. P., liegt also durchaus nicht ungünstiger als der gröſste Theil der schon von Alters her eingedeichten Ländereien in Holland. Die Stärke der Schöpfwerke ist nach der schon oben erwähnten in Holland allgemein üblichen Regel bestimmt, daſs auf 1000 ha Fläche und 1 m Förderhöhe ein Effectivvermögen von 12 Pferdekräften erforderlich ist. Die Wasserzuführung zu den Schöpfwerken geschieht durch ein System von Gräben, welche zugleich dazu dienen, die einzelnen Parzellen von einander zu trennen, und welche überall so breit sind, daſs sie von dem auf den Parzellen weidenden Vieh nicht überschritten werden können.

Die Hauptgräben (toogten), welche das angesammelte Wasser den Schöpfwerken zuleiten, haben natürlich eine gröſsere Breite je nach der Menge des abzuführenden Wassers. Sie erhalten eine Bodenbreite von 1 bis 5 m und eine Wasserspiegelbreite von 5 bis 11 m. Die Gräben zweiter und dritter Ordnung (Bermslooten, Kavelslooten und Heinslooten) haben geringere Dimensionen. Die einzelnen Parzellen (Kaveln), welche durch die Kavelslooten von einander getrennt sind, haben gewöhnlich eine Länge von 450 m und eine Breite von 150 m und werden in ihrer Mitte der Länge nach durch die Heinslooten in zwei gleiche Theile getheilt. Die Wege sind meistens zwischen den Gräben 10 m breit und, wo es erforderlich war, auf 3 m Breite mit Kies- oder Klinkerschlag-Bahnen versehen. Der für den Verkehr nicht benutzte Theil des Weges neben der Fahrbahn wird als Grasnutzung verwerthet.

Man nimmt an, daſs die Oberfläche aller Gräben eines Polders, bordvoll gemessen, $^1/_{15}$ der gesammten Polderfläche ausmachen muſs, wenn die Entwässerung gut functioniren soll. Für die Herstellung der Gräben rechnet man auf eine Bodenbewegung von durchschnittlich 535 cbm pro ha. Erst nach Fertigstellung sämmtlicher Gräben kann ein Polder vollständig leer gepumpt werden und wird dann behufs völligen Austrocknens mehrere Monate lang liegen gelassen. Es entwickelt sich in dieser Zeit auf dem fruchtbaren Boden eine überaus üppige Vegetation. Um den Boden zur Beackerung geeignet zu machen, ist dann nur noch neben der Beseitigung des Unkrautes das sogenannte „Swartmachen“ erforderlich. Man versteht hierunter das Ziehen von Furchen von 25 cm Breite und Tiefe in Entfernungen von 5 bis 6 m und das Profiliren der Rücken mit Benutzung des aus den Furchen gewonnenen Bodens. Die erste Frucht, welche man auf dem neu gewonnenen Boden aussät, ist Raps. Derselbe liefert in diesem Falle jedesmal einen so auſserordentlichen Ertrag, daſs dadurch eine hohe Bodenrente erzielt und auch die nicht unbedeutenden Kosten des Swartmachens gedeckt werden.

Die zuerst trocken gelegten Polder wurden jedesmal sofort nach ihrer völligen Austrocknung und Parzellirung zum Verkauf gestellt. Später fand man es vortheilhafter, vor dem Verkauf die erste Frucht selbst zu bauen. Die darauf verwendeten Kosten betrugen pro ha im Durchschnitt für

1)	Beseitigen des Unkrauts	$9{,}_{00}$ ℳ
2)	Swartmachen	$86{,}_{00}$ „
3)	Einsäen mit Raps	$8{,}_{00}$ „
	zusammen	$103{,}_{00}$ ℳ

Die Ernte wurde auf dem Halm verkauft und lieferte einen Ertrag von durchschnittlich 340 ℳ pro ha, so daſs man neben der durch das Swartmachen erlangten Melioration des Bodens für das erste Jahr eine Bodenrente von 237 ℳ pro ha erzielte.

Der Werth des gewonnenen Bodens ist natürlich sehr verschieden, je nach der Stärke der auf der Oberfläche lagernden Kleischicht. Vielfach finden sich Torfablagerungen in gröſserer oder geringerer Tiefe, was den Werth des Bodens mehr oder minder beeinträchtigt.

Nachstehende Tabelle giebt eine Zusammenstellung der bis zum Ende des Jahres 1876 verkauften Ländereien und der dafür gezahlten Preise:

Polder	Datum d. Verkaufs	ha	Gulden	Im Mittel pro ha Gulden	ℳ
I Nord	16. 12. 1873	$406{,}_{01}$	856988	2111	= 3589
I Süd	21. 4. 1874	$444{,}_{47}$	848138	1908	= 3244
II -	14. 10. 1874	$624{,}_{96}$	1310113	2096	= 3563
II -	11. 2. 1875	$550{,}_{54}$	1095560	1990	= 3383
V u. VI -	27. 10. 1875	$369{,}_{25}$	649180	1757	= 2987
III West	31. 5. 1876	$447{,}_{06}$	1272477	2667	= 4534
III -	13. 9. 1876	$644{,}_{16}$	1942468	3015	= 5126
III -	13. 12. 1876	$528{,}_{79}$	1652297	3125	= 5313
	Summa	$4045{,}_{24}$	9627221	2380	= 4046

Die Tabelle zeigt ein ununterbrochenes Wachsen der gezahlten Preise. Daſs der Werth des eingedeichten Grund und Bodens aber auch noch bis in die neueste Zeit im Steigen begriffen war, zeigt ein im Juni 1878 für Polder VIII abgehaltener Verkaufstermin, bei welchem pro ha im Durchschnitt 3750 Gld. = 6375 ℳ gezahlt wurden.

Auſser diesen Verkäufen sind von den in Nordosten von Amsterdam nördlich des Y durch Aufhöhung gewonnenen Flächen 70 ha an die Stadt Amsterdam zum Preise von 665000 Gulden, also pro ha für 9500 Gulden = 16150 ℳ verkauft worden, welcher enorme Preis sich durch die Nähe der Stadt und dadurch motivirt, daſs das fragliche Terrain sich zur Stadterweiterung, besonders für industrielle Anlagen, vorzüglich eignet, zu welchem Behufe bereits ein Bebauungsplan von Seiten der Stadt aufgestellt worden ist.

Digitized by Google

Die zur Entwässerung der Polder errichteten Schöpfwerke sind, wie oben erwähnt, durchweg Appold'sche Kreiselpumpen. Für jeden Polder wird ein Normalwasserstand (Zommerpeil, Sommerpegel) festgesetzt, welcher während des Sommers nicht überschritten werden darf und ungefähr 40 cm unter der mittleren Terrainhöhe liegen soll. Da jedoch im Laufe der ersten Jahre nach der Einpolderung durch Zusammentrocknen jedesmal ein Setzen des Bodens um etwa 30 cm stattfindet, so setzt man den Sommerpegel gewöhnlich gleich auf 70 cm unter der Anfangs vorhandenen mittleren Terrainhöhe fest.

Als Beispiel einer Pumpenanlage, mit welcher die übrigen bis auf ihre Verschiedenheit in Gröfse und Stärke vollkommen übereinstimmen, ist auf Blatt 44 das Schöpfwerk für die Polder IV, V und VI dargestellt. Die Pumpe hat ein Effectivvermögen von 20 Pferdekräften, was einer Leistungsfähigkeit von 30 cbm pro Minute auf 3 m Förderhöhe gleichkommt. Die Dampfmaschine arbeitet mit $3\frac{1}{2}$ Atmosphären Ueberdruck und ist auf 8 Atmosphären geprüft.

Der Dampfkessel ist mit innerem Feuergang versehen und hat bei einem Durchmesser von $1{,}_{75}$ m und einer Länge von $6{,}_{15}$ m eine Blechstärke von 11 mm, in den Endplatten von $12{,}_{5}$ mm.

Der Kohlenverbrauch dieser Schöpfwerke ist, wie erwähnt, ein ungewöhnlich grofser, nämlich 5 bis 6 kg pro Stunde und Effectivpferdekraft, während man sonst für gute Schöpfwerke in Holland einen Kohlenverbrauch von nur $2{,}_{5}$ bis 3 kg fordert. Insbesondere sollen gut construirte Schöpfräder mit Förderhöhen bis zu $1{,}_{5}$ m und archimedische Schrauben (Vysel) mit Förderhöhen bis zu $3{,}_{5}$ m vielfach in Holland existiren, welche der obigen Forderung entsprechen. Bei Förderhöhen über $3{,}_{5}$ m hat man auch Kolbenpumpen mit Vortheil verwendet, z. B. bei den Maschinen zur Entwässerung des Haarlemer Meeres zu Cruquins und Lynden mit 5 m Förderhöhe. Neben allen diesen Constructionen behauptet sich jedoch die Centrifugalpumpe in den verschiedenartigsten Fällen, und ist vielleicht nur für sehr grofse Wassermassen bei ganz geringer Förderhöhe das Schöpfrad nicht zu ersetzen im Stande. Das letztere hat übrigens in neuester Zeit durch die Einführung gekrümmter Schaufeln statt der früher gebräuchlichen geraden, besonders aber durch Anbringen eines Einlaufes nach Art des Poncelet-Rades, wodurch der Eintauchungswinkel der Schaufeln ein viel günstigerer wird, wesentliche Verbesserungen erfahren. Man darf hierbei jedoch nicht an das in der Zeitschrift für Bauwesen 1872 Seite 251 beschriebene Pumprad von Gouda denken, welches sich an jenem Orte so wenig bewährt hat, dafs es bereits durch Umbau beseitigt worden ist. Die in Deutschland zu Entwässerungszwecken mehrfach verwendete Fynje'sche Kastenpumpe findet sich in Holland fast gar nicht.*)

W. Kuntze.

*) Der vorstehende Bericht bildet das Ergebnifs einer Reise, welche der Verfasser auf Grund eines ihm vom Senate der Königl. Bauakademie verliehenen Reisestipendiums aus der Louis-Boissonet-Stiftung unternommen hat. D. R.

Verzeichnifs der im Preufsischen Staate und bei Behörden des Deutschen Reiches angestellten Baubeamten.

(Ende Mai 1881.)

I. Im Ressort des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten.

Verwaltung der Eisenbahn-Angelegenheiten und des Land- und Wasser-Bauwesens.

A. Bei Central-Behörden.

Beim Ministerium.

Hr. Schneider, Ober-Bau- und Ministerial-Director der techn. Abtheilung für die Staats-Eisenbahnen.

a) Vortragende Räthe.

Hr. Schönfelder, Ober-Bau-Director
- Herrmann, desgl.
- Grund, Geheimer Ober-Baurath.
- Gercke, desgl.
- Schwedler, desgl.
- Giersberg, desgl.
- Baensch, desgl.
- Franz, desgl.
- Dieckhoff, desgl.
- Wiebe, desgl.
- Oberbeck, desgl.
- Hagen, desgl.
- Grüttefien, Geheimer Baurath.
- Adler, desgl.
- Küll, desgl.
- Schröder, desgl.
- Kozlowski, desgl.

b) Im technischen Büreau der Abtheilung für die Eisenbahn-Angelegenheiten.

Hr. Quensell, Regierungs- und Baurath, Vorsteher des Büreaus.
- Jungnickel, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Schneider, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Beil, desgl.

c) Im technischen Büreau der Abtheilung für das Bauwesen.

Hr. Endell, Regierungs- und Baurath, Vorsteher des Büreaus.
- Thiele, Bauinspector.
- Hellwig, desgl.
- Genick, Land-Bauinspector.
- Sarrazin, Bauinspector.
- Eggert, Land-Bauinspector.

d) Bei besonderen Bauausführungen.

Hr. Stüve, Baurath, leitet den Bau eines Polytechnicums in Berlin.
- Tiede, Bauinspector, leitet den Bau der Berg-Akademie und geologischen Landes-Anstalt in Berlin.

Digitized by Google

Hr. Werner, Wasser-Bauinspector in Berlin, leitet die Vorarbeiten für einen Entwässerungs- u. Schiffahrts-Canal im Havelländischen Luch.
- Koch, Land-Baninspector, bei dem Bau eines Polytechnicums in Berlin.

Hr. Schwartz, Wasser-Bauinspector in Bromberg, leitet die Arbeiten zur Schiffbarmachung der oberen Netze.
- Runge, Land-Bauinspector, leitet den Bau eines Geschäfts-Gebäudes für das Land- und Amtsgericht in Hannover.

B. Bei den Eisenbahn-Commissariaten.

Hr. Bensen, Geheimer Regierungsrath in Berlin.
- Plathner, Regierungs- u. Baurath in Berlin.

Hr. Koschel, Regierungs- und Baurath in Breslau.

C. Bei den Königlichen Eisenbahn-Directionen.

1. Eisenbahn-Direction in Berlin.

Hr. Kranke, Regierungs- u. Baurath, Abtheilungs-Dirigent.
- Rock, desgl. Mitglied der Direction.
- Bachmann, desgl. desgl.
- Scotti, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Ehlert, desgl.
- Sattig, desgl.
- Naud, desgl.

Betriebsamt Berlin (Hauptbahn).

Hr. Taeger, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Schultze, desgl.
- Nicolassen, desgl.
- Schilling, desgl. in Frankfurt a/O.

Betriebsamt Stralsund.

Hr. Klose, Regierungs- und Baurath.
- Röhner, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Berlin.

Betriebsamt Breslau.

Hr. Wagemann, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Groſsmann, desgl.
- Balthasar, desgl. in Soran.

Betriebsamt Görlitz.

Hr. Garcke, Regierungs- und Baurath.
- Wollanke, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Roth, desgl.
- Cramer, desgl. in Hirschberg.

Betriebsamt Stettin (Stettin-Berlin).

Hr. von Geldern, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.

Betriebsamt Stettin (Stettin-Stralsund).

Hr. Lorentz, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Greifswald.

Betriebsamt Berlin (Berlin-Dresden).

Hr. Fischer, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.

2. Eisenbahn-Direction in Bromberg.

Hr. Wex, Präsident.
- Schmeitzer, Ober-Baurath, Abtheilungs-Dirigent.
- Suche, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction.
- Giese, desgl. desgl.
- Luck, desgl. desgl.
- Lademann, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Niemann, Baurath.
- Abraham, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Bachmann, desgl.
- Knebel, desgl.
- Doepke, desgl.

Betriebsamt Berlin.

Hr. Rasch, Regierungs- und Baurath.
- Magnus, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Pauly, desgl.
- Neitzke, desgl. in Cüstrin.
- Dr. zur Nieden, desgl. in Landsberg.

Betriebsamt Bromberg.

Hr. Clemens, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Petersen, desgl.
- Kaerger, desgl. in Graudenz.

Betriebsamt Danzig.

Hr. Wolff, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Michaelis, desgl. in Elbing.
- Rohrmann, desgl. in Dirschau.

Betriebsamt Königsberg.

Hr. Reitemeier, Regierungs- und Baurath.
- Matthies, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Sterncke, desgl.
- Baumert, desgl. in Memel.
- Stuertz, desgl. in Insterburg.
- Boysen, desgl. in Lyck.

Betriebsamt Thorn.

Hr. Grillo, Regierungs- und Baurath.
- Sperl, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Horwicz, desgl. in Insterburg.
- Paffen, desgl. in Osterode.

Betriebsamt Schneidemühl.

Hr. Monscheuer, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Claudius, desgl.
- von Schütz, desgl. in Conitz.

Betriebsamt Stettin.

Hr. Müller, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.

Betriebsamt Stolp.

Hr. Nahrath, Regierungs- und Baurath.
- Schultz, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Mappes, desgl. in Neustettin.
- Linke, desgl. daselbst.

3. Eisenbahn-Direction in Hannover.

Hr. Durlach, Ober-Bau- und Geheimer Regierungsrath, Abtheilungs-Dirigent.
- Früh, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction.
- Rampoldt, desgl. desgl.
- von Sehlen, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Ruttkowski, desgl.
- Leuchtenberg, desgl.
- Zimmermann, desgl.
- Francke, desgl.
- Helwig, desgl.

Betriebsamt Hannover (Hannover-Rheine).

Hr. Knoche, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Darup, desgl.
- Könen, desgl.
- Schmiedt, desgl. in Minden.
- Kettler, desgl. in Osnabrück.
- Sobeczko, desgl. in Hamm.

Betriebsamt Hannover (Hannover-Altenbeken).

Hr. Beckmann, Regierungs- und Baurath.

Betriebsamt Paderborn.

Hr. Koch, Eisenbahn-Bau und Betriebsinspector.
- George, desgl.
- Bauer, desgl. in Northeim.

Digitized by Google

Betriebsamt Harburg.

Hr. Schepers, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Ellenberger, desgl. in Uelzen.

Betriebsamt Cassel (Hannover-Cassel).

Hr. Hinüber, Regierungs- und Baurath.
- Dato, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Kahle, desgl.
- Schmidt, desgl. in Hannover.

Betriebsamt Cassel (Main-Weser).

Hr. Uthemann, Regierungs- und Baurath.
- Eilert, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Frankenfeld, desgl.
- Heyl, desgl. in Frankfurt a/M.

Betriebsamt Bremen.

Hr. Schench, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Dr. Ziehen, desgl.
- Brewitt, desgl.

4. Eisenbahn-Direction in Frankfurt a/M.

Hr. Vogel, Regierungs- und Baurath, Abtheilungs-Dirigent.
- Behrend, desgl. Mitglied der Direction.
- Lehwald, desgl. desgl.
- Schmidt, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Hottenrott, desgl.
- Kirsten, desgl.
- Velde, desgl.

Betriebsamt Frankfurt a/M.

Hr. Seebaldt, Regierungs- und Baurath.
- Schmidt, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Schmitz, desgl.
- Bücking, desgl. in Fulda.
- Liegel, desgl. in Göttingen.

Betriebsamt Nordhausen.

Hr. Lange, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Richter, desgl.
- Guttmann, desgl. in Eschwege.
- Beusing, desgl. in Halle.

Betriebsamt Wiesbaden.

Hr. Usener, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Stratemeyer, desgl.
- Ziekler, desgl. in Limburg.

Betriebsamt Berlin.

Hr. Ballauf, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- v. d. Bergh, desgl.

5. Eisenbahn-Direction in Magdeburg.

Hr. Stute, Ober-Baurath, Abtheilungs-Dirigent.
- Hardt, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction.
- Schubert, desgl. desgl.
- Lütteken, desgl. desgl.
- Quedenfeldt, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Lengeling, desgl.

Betriebsamt Berlin (Berlin-Magdeburg).

Hr. Bartels, Eisenbahn-Bau und Betriebsinspector.

Betriebsamt Magdeburg (Magdeburg-Halberstadt).

Hr. Eversheim, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Huntemüller, desgl.

Betriebsamt Halberstadt.

Hr. Theune, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.

6. Eisenbahn-Direction in Cöln (linksrheinisch).

Hr. Lohse, Ober-Bau- und Geheimer Regierungsrath, Abtheilungs-Dirigent.
- Schnebel, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.

Betriebsamt Trier.

Hr. Porsch, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Zeyfs, desgl.
- Bayer, Baurath in Coblenz.

Betriebsamt Coblenz.

Hr. Altenloh, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Schreinert, desgl.
- Viereck, desgl. in Bonn.

Betriebsamt Cöln (linksrheinisch).

Hr. Dieckmann, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.

Betriebsamt Crefeld.

Hr. Sieke, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- König, desgl.
- Homburg, desgl. in Neufs.

Betriebsamt Saarbrücken.

Hr. Bormann, Regierungs- und Baurath.
- Reuter, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- de Nerée, desgl.
- Höbel, desgl.
- Zeh, Baurath in Creuznach.

7. Eisenbahn-Direction in Cöln (rechtsrheinisch).

Hr. Funk, Ober-Bau- und Geheimer Regierungsrath, Abtheilungs-Dirigent.
- Mellin, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction.
- Kriecheldorf, desgl. desgl.

Betriebsamt Münster (Münster-Emden).

Hr. Bramer, Regierungs- und Baurath.
- Haarbeck, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Arndts, desgl.
- Loyke, desgl.
- Vofs, Baurath in Emden.

Betriebsamt Dortmund.

Hr. Ruland, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Wollanke, desgl. in Hamm.

Betriebsamt Essen.

Hr. Urban, Regierungs- und Baurath.
- Braune, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Pilger, desgl.

Betriebsamt Düsseldorf.

Hr. Reps, Ober-Betriebsinspector.
- Massalsky, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Wesel.

Betriebsamt Wesel.

Hr. Ruchholz, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Güntzer, desgl.
- Israel, desgl. in Burgsteinfurt.

Betriebsamt Cöln.

Hr. Böttcher, Regierungs- und Baurath.

8. Eisenbahn-Direction in Elberfeld.

Hr. Brandhoff, Ober-Bau- und Geheimer Regierungsrath, Abtheilungs-Dirigent.
- Mechelen, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction.
- Lex, desgl. desgl.
- Küster, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Emmerich, desgl.
- Delmes, desgl.

Digitized by Google

Hr. Jungbecker, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Fischbach, Eisenbahn-Baumeister.

Betriebsamt Aachen.

Hr. Rupertus, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- v. d. Sandt, desgl.
- Masberg, desgl. in Gladbach.

Betriebsamt Düsseldorf.

Hr. Hassenkamp, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Siewert, desgl.
- Schmidt, desgl.
- Almenröder, desgl. in Elberfeld.

Betriebsamt Essen.

Hr. Janssen, Regierungs- und Baurath.
- Kettenhoff, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Berendt, desgl.
- Awater, desgl.
- Schwartz, desgl. in Dortmund.

Betriebsamt Cassel.

Hr. Tebien, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- von Gabain, desgl.
- Seick, desgl.
- Dulk, desgl. in Arnsberg.
- Hahn, desgl. in Warburg.

Betriebsamt Altena.

Hr. Rump, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.

Betriebsamt Hagen.

Hr. Buchholtz, Regierungs- und Baurath.
- Schmidts, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Bartels, desgl.
- Bechtel, desgl.

9. Eisenbahn-Direction in Breslau.

Hr. Grotefend, Ober-Bau- und Geheimer Regierungsrath, Abtheilungs-Dirigent.
Hr. Schwabe, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction.
- Schmitt, desgl. desgl.
- Bender, desgl. desgl.
- Mentzel, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Neumann, desgl.
- Janssen, desgl.

Betriebsamt Breslau.

Hr. Jordan, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Schaper, desgl.
- Gabriel, desgl.
- Totz, desgl. in Oppeln.

Betriebsamt Posen.

Hr. Melchiors, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Usener, desgl.
- Wendereth, desgl. in Stargard.
- Westphal, desgl. in Inowrazlaw.

Betriebsamt Glogau.

Hr. Rintelen, Regierungs- und Baurath.
- Sellin, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Büscher, desgl. in Lissa.
- Beyer, Eisenbahn-Baumeister.

Betriebsamt Kattowitz.

Hr. Steegmann, Regierungs- und Baurath.
- Plesseck, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Brauer, desgl.
- Kelszewski, desgl. in Gleiwitz.
- Krackow, desgl. in Beuthen.

Betriebsamt Ratibor.

Hr. Müller, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Hausding, desgl.

Betriebsamt Neifse.

Hr. Taeglichsbeck, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Eggert, desgl.
- Glünder, desgl. in Glatz.
- Gottstein, desgl. in Strehlen.

D. Bei Provinzial-Verwaltungs-Behörden.

1. Regierung zu Königsberg in Pr.

Hr. Herzbruch, Regierungs- und Baurath in Königsberg.
- Hesse, desgl. daselbst.
- Schultz, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Retmann, Kreis-Bauinspector in Allenstein.
- Natus, Hafen-Bauinspector in Pillau.
- Ossent, Kreis-Bauinspector in Ortelsburg.
- Dempwelff, Hafen-Bauinspector in Memel.
- Glebe, Wasser-Bauinspector in Tapiau.
- Leiter, desgl. in Zölp bei Saalfeld.
- Friedrich, Kreis-Bauinspector in Braunsberg.
- Ihne, desgl. in Königsberg.
- Kaske, desgl in Bartenstein.
- Schütte, desgl. in Allenstein.
- Steinbick, desgl. in Wehlau.
- Siebert, desgl. in Königsberg.
- Kuttig, desgl. daselbst.
- Meyer, Baurath, desgl. in Memel.
- Rauch, Bauinspector in Königsberg.

2. Regierung zu Gumbinnen.

Hr. von Zschock, Regierungs- und Baurath in Gumbinnen.
- Keller, desgl. daselbst.
- Kischke, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Schmarsow, desgl. in Lyck.
- Lorck, Wasser-Bauinspector in Kukerneese.
- Siehr, Kreis-Bauinspector in Insterburg.
- Kapitzke, desgl. in Tilsit.
Hr. Schlichting, Wasser-Bauinspector in Tilsit.
- Cartellieri, Kreis-Bauinspector in Stallupönen.
- Dannenberg, desgl. in Goldap.
- Lauth, desgl. in Johannisburg.
- Costede, desgl. in Pillkallen.
- Ruhnau, desgl. in Sensburg.
- Naumann, desgl. in Darkehmen.
- Warffbain, desgl. in Heydekrug.
- Englisch, desgl. in Ragnit.
- Otto, desgl. in Angerburg.
- de Groote, desgl. in Heinrichswalde.
- Büttner, desgl. in Lötzen.
- Ziolecki, desgl. in Marggrabowa.
- Blankenburg, Bauinspector in Gumbinnen.

3. Regierung zu Danzig.

Hr. Ehrhardt, Regierungs- und Baurath in Danzig.
- Alsen, desgl. daselbst.
- Degner, Baurath, Wasser-Bauinspector daselbst.
- Schwabe, Hafen-Bauinspector in Neufahrwasser.
- Baedeker, Kreis-Bauinspector in Danzig.
- Kischke, Wasser-Bauinspector in Marienburg.
- Stiewe, desgl. in Elbing.
- Fromm, Baurath, Kreis-Bauinspector in Neustadt.
- Passarge, Kreis-Bauinspector in Elbing.
- Arnold, desgl. in Carthaus.
- Hunrath, desgl. in Berent.
- Mebus, desgl. in Pr. Stargard.
- Henderichs, desgl. in Dirschau.

Digitized by Google

4. Regierung zu Marienwerder.

Hr. Kirchhoff, Regierungs- und Baurath in Marienwerder.
- Kozlowski, desgl. daselbst.
- Schmundt, Baurath, Kreis-Bauinspector in Graudenz.
- Bauer, Wasser-Bauinspector in Culm.
- Barnick, Wasser-Bauinspector in Marienwerder.
- Hacker, Kreis-Bauinspector in Marienwerder.
- Ammon, Baurath, Kreis-Bauinspector in Schlochau.
- Haacbke, Kreis-Bauinspector in Rosenberg.
- Klalfs, desgl. in Thorn.
- Elsasser, desgl. in Strafsburg.
- Luetken, Bauinspector in Marienwerder.
- Engelhard, Kreis-Bauinspector in Dt. Crone.
- Koppen, desgl. in Schwetz.
- Langbain, desgl. in Conitz.

5a. Ministerial-Bau-Commission zu Berlin.

Hr. Zeidler, Regierungs- u. Baurath.
- Emmerich desgl.
- Schrobitz, Baurath, Bauinspector.
- Weber, Bauinspector.
- Lorenz, desgl.
- Schönrock, desgl.
- Haeger, desgl.
- Haesecke, desgl.
- Zastrau, desgl.
- Schulze, desgl.
- Frinken, Baurath, Land-Bauinspector } technische
- Fröhling, Wasser-Bauinspector } Hilfsarbeiter.

5b. Polizei-Präsidium zu Berlin.

Hr. Langerbeck, Regierungs- und Baurath.
- Lefshafft, desgl.
- Warsow, Baurath, Bauinspector
- Stainbrück, desgl. desgl.
- Hesse, desgl.
- Badstübner, desgl.
- Soenderop, desgl.
- von Stückradt, desgl.
- Kransa, desgl.

6. Regierung zu Potsdam.

Hr. Weishaupt, Regierungs- u. Baurath in Potsdam.
- Dieckhoff, desgl. daselbst.
- Nath, desgl. daselbst.
- Dentschmann, Kreis-Bauinspector in Beeskow.
- Koppan, desgl. in Berlin.
- Germer, desgl. daselbst.
- Blaurock, desgl. in Eberswalde.
- Düsterhaupt, Baurath, desgl. in Freienwalde a/O.
- Schuke, Wasser-Bauinspector in Rathenow.
- Hoffmann, Kreis-Bauinspector in Prenzlau.
- Thiem, Wasser-Bauinspector in Eberswalde.
- Köhler, Kreis-Bauinspector in Brandenburg a/H.
- Gatta, desgl. in Potsdam.
- Brunner, Baurath, desgl. in Neu-Ruppin.
- Mohr, Wasser-Bauinspector zu Thiergartenschleuse bei Oranienburg.
- Rainckens, Kreis-Bauinspector in Jüterbog.
- Berner, desgl. in Wittstock.
- Behl, desgl. in Berlin.
- Stangel, Wasser-Bauinspector in Cöpnick.
- Thurmann, Kreis-Bauinspector in Templin.
- von Lancizolle, desgl. in Nauen.
- Tiemann, Land-Bauinspector in Potsdam, } technische
- Müller, comm. Wasser-Bauinspector daselbst. } Hilfsarbeiter.
- Teebe, Kreis-Bauinspector in Perleberg.
- Pascheck, Wasser-Bauinspector in Zehdenick.

7. Regierung zu Frankfurt a/O.

Hr. Schack, Regierungs- und Baurath in Frankfurt.
- von Morstein, Regierungs- und Baurath daselbst.
- Lüdke, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Pollack, desgl. desgl. in Sorau.
- von Schon, desgl. desgl. in Friedeberg N.-M.
- Petersen, desgl. in Landsberg a. d. W.
- Trauhaupt, Baurath, Wasser-Bauinspector in Frankfurt.
- Demeler, Kreis-Bauinspector in Calau.
- Dacmicke, desgl. in Guben.
- Linker, desgl. in Züllichau.
- Frick, desgl. in Cottbus.
- Simon, desgl. in Zielenzig.
- Müller, desgl. in Arnswalde.
- Ruttkowski, desgl. in Königsberg N.-M.
- von Niederstetter, Land-Bauinspector in Frankfurt } technische
- Bergmann, Bauinspector daselbst } Hilfsarbeiter.
- Loaball, Kreis-Bauinspector in Soldin.

8. Regierung zu Stettin.

Hr. Dresel, Regierungs- und Baurath in Stettin.
- N. N., desgl. daselbst.
- Thömer, Baurath, Kreis-Bauinspector in Stettin.
- Laessig, Kreis-Bauinspector in Demmin.
- Ulrich, Wasser-Bauinspector in Stettin.
- Freund, Kreis-Bauinspector in Stargard i/P.
- Bötel, desgl. in Pyritz.
- Richrath, Hafen-Bauinspector in Swinemünde.
- Alberti, Kreis-Bauinspector in Anclam.
- Weizmann, desgl. in Greifenhagen.
- Heltgreve, desgl. in Naugard.
- von Hülst, desgl. in Pasewalk.
- Schlepps, desgl. in Greifenberg.
- Stainbrück, desgl. in Cammin.
- Balthasar, Bauinspector in Stettin.

9. Regierung zu Cöslin.

Hr. Döbbel, Regierungs- und Baurath in Cöslin.
- Baneit, desgl. daselbst.
- Fölscbe, Kreis-Bauinspector in Belgard.
- Arend, Baurath, Kreis-Bauinspector in Stolp.
- Weinreich, Wasser-Bauinspector in Colbergermünde.
- Kleefeld, Kreis-Bauinspector in Neustettin.
- Funck, desgl. in Dramburg.
- Stocks, desgl. in Lauenburg i/P.
- Bentler, desgl. in Schlawe.
- Launer, Bauinspector in Cöslin.

10. Regierung zu Stralsund.

Hr. Wellmann, Regierungs- und Baurath in Stralsund.
- Siber, Wasser-Bauinspector daselbst.
- Cramer, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Barth, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Frölich, desgl. in Greifswald.

11. Regierung zu Posen.

Hr. Koch, Regierungs- und Baurath in Posen.
- Haustein, desgl. daselbst.
- Wrenke, Kreis-Bauinspector in Ostrowo.
- Schönenberg, Baurath, Kreis-Bauinspector in Poln. Lissa.
- Habermann, Wasser-Bauinspector in Schrimm.
- Hirt, Kreis-Bauinspector in Posen.
- Helmcke, desgl. in Meseritz.
- Stavenhagen desgl. in Krotoschin.
- Hehl, desgl. in Birnbaum.
- Backe, desgl. in Wreschen.
- Müller, desgl. in Kosten.
- Volkmann, desgl. in Obornik.
- Jacob, Wasser-Bauinspector in Posen } technische
- von Lukomski, Land-Bauinspector daselbst } Hilfsarbeiter.
- Brüncke, Kreis-Bauinspector in Wollstein.
- Kunze, desgl. in Samter.
- Grafsmann, desgl. in Rawitsch.

Digitized by Google

12. Regierung zu Bromberg.

Hr. Reichert, Regierungs- und Baurath in Bromberg.
- Michaelis, desgl. daselbst.
- Quelsner, Kreis-Bauinspector in Bromberg.
- Herscheuz, desgl. in Gnesen.
- Graeve, desgl. in Czarnikau.
- Sell, Wasser-Bauinspector in Bromberg.
- Striewski, Kreis-Bauinspector in Schneidemühl.
- Reitsch, desgl. in Wongrowitz.
- Küntzel, desgl. in Inowraclaw.
- Sydow, desgl. in Schubin.
- Heinrich, desgl. in Mogilno.
- Bauer, desgl. in Nakel.
- Muttray, Bauinspector in Bromberg.

13. Oberpräsidium und Regierung zu Breslau.

a. Ober-Präsidium.

Hr. Bader, Regierungs- und Baurath, Oderstrom-Baudirector in Breslau.
- von Ludwiger, Wasser-Bauinspector und Stellvertreter des Strom-Baudirectors in Breslau.

Hr. Brinkmann, Wasser-Bauinspector und technischer Hilfsarbeiter bei der Oderstrom-Bauverwaltung in Breslau.
- Benck, Baurath, Wasser-Bauinspector in Crossen a/O.
- Orban, Wasser-Bauinspector in Cüstrin.
- Köhler, desgl. in Steinau a/O.
- Cramer, desgl. in Brieg.
- von Stan, desgl. in Glogau.
- Kröhnke, desgl. in Ratibor.

b. Regierung.

Hr. Herr, Regierungs- und Baurath in Breslau.
- Beyer, desgl. daselbst.
- Gandtner, Baurath, Kreis-Bauinspector in Schweidnitz.
- Baumgart, Kreis-Bauinspector in Glatz.
- Stephany, desgl. in Reichenbach.
- Knorr, Baurath, Kreis-Bauinspector in Breslau.
- Woas, Kreis-Bauinspector in Brieg.
- Lünzner, desgl. in Winzig.
- Reuter, desgl. in Strehlen.
- Koch, desgl. in Neumarkt.
- Sonchon, desgl. in Oels.
- Berndt, desgl. in Trebnitz.
- Hasenjäger, Bauinspector in Breslau.

14. Regierung zu Liegnitz.

Hr. Bergmann, Geheimer Regierungsrath in Liegnitz.
- Dr. Krieg, Regierungs- und Baurath daselbst.
- Borchers, Kreis-Bauinspector in Glogau.
- Starke, desgl. in Görlitz.
- Berghauer, desgl. in Liegnitz.
- Schiller, desgl. in Bunzlau.
- Weinert, desgl. in Grünberg.
- Momm, desgl. in Landeshut.
- Jungfer, desgl. in Hirschberg.
- Mathy, desgl. in Hoyerswerda.
- Biermann, desgl. in Sagan.
- Schalk, comm. Bauinspector in Liegnitz.

15. Regierung zu Oppeln.

Hr. Klein, Regierungs- und Baurath in Oppeln.
- Pralle, desgl. daselbst.
- Schorn, Kreis-Bauinspector in Ratibor.
- Stenzel, desgl. in Gleiwitz.
- Rösener, desgl. in Neifse.
- Bandow, desgl. in Oppeln.
- Scheele, Kreis-Bauinspector in Neustadt O/S.
- Bachmann, Baurath, Kreis-Bauinspector in Oppeln.
- Staudinger, desgl. desgl. in Cosel.

Hr. Hannig, Baurath, Kreis-Bauinspector in Beuthen O/S.
- Hammer, Kreis-Bauinspector in Plefs.
- Holtzhausen, desgl. in Leobschütz.
- Roseck, desgl. in Carlsruh O/S.
- Meifsner, desgl. in Grottkau.
- Becherer, desgl. in Rybnik.
- Moebius, desgl. in Gr. Strehlitz.
- Gamper, desgl. in Creutzburg.
- Bertuch, Land-Bauinspector in Oppeln. } technische
- Höffgen, Wasser-Bauinspector daselbst. } Hilfsarbeiter.

16. Ober-Präsidium und Regierung zu Magdeburg.

a. Ober-Präsidium.

Hr. Muyschel, Regierungs- und Baurath, Elbstrom-Baudirector in Magdeburg.
- Katz, Baurath, Wasser-Bauinspector in Lüneburg.
- Maafs, desgl. desgl. in Magdeburg.
- Heyn, desgl. desgl. in Stendal.
- Grote, desgl. in Torgau.
- Wilberg, Baurath, desgl. in Lenzen.
- Loeuartz, desgl. Stellvertreter des Elbstrom-Baudirectors in Magdeburg.
- Bayer, Wasser-Bauinspector in Lauenburg a/Elbe.
- Fischer, desgl. in Magdeburg (techn. Hilfsarbeiter).

b. Regierung.

Hr. Opel, Regierungs- und Baurath in Magdeburg.
- Döltz, desgl. daselbst.
- Jaeckel, Kreis-Bauinspector in Halberstadt.
- Fritze, Baurath, desgl. in Magdeburg.
- Grofs, desgl. desgl. daselbst.
- Kinge, Wasser-Bauinspector in Genthin.
- Schlitte, Kreis-Bauinspector in Quedlinburg.
- Wagenführ, desgl. in Salzwedel.
- Dittmar, desgl. in Gardelegen.
- Nünneke, desgl. in Halberstadt.
- Schröder, desgl. in Stendal.
- Gerlhoff, desgl. in Osterburg.
- Krone, desgl. in Neuhaldensleben.
- Fiebelkorn, desgl. in Schönebeck.
- Süfs, desgl. in Wanzleben.
- Schmidt, desgl. in Wolmirstedt.
- Froelich, Bauinspector in Magdeburg.

17. Regierung zu Merseburg.

Hr. Sasse, Regierungs- und Baurath in Merseburg.
- Steinbeck, desgl. daselbst.
- Pietsch, Baurath, Kreis-Bauinspector in Torgau.
- Becker, desgl. in Sangerhausen.
- Werner, desgl. in Naumburg a/S.
- Danner, desgl. in Merseburg.
- De Rège, Baurath, desgl. in Wittenberg.
- Kilburger, desgl. in Halle a/S.
- Göbel, desgl. in Eisleben.
- N. N., desgl. in Delitzsch.
- Russell, Wasser-Bauinspector in Halle a/S.
- Heidelberg, Kreis-Bauinspector in Weifsenfels a/S.
- Boës, Wasser-Bauinspector in Naumburg a/S.
- Lucas, Bauinspector in Merseburg.

18. Regierung zu Erfurt.

Hr. Schulze, Regierungs- u. Baurath in Erfurt.
- Dittmar, Kreis-Bauinspector in Erfurt.
- Wertens, desgl. in Schleusingen.
- Boeske, desgl. in Mühlhausen.
- Dittmar, desgl. in Heiligenstadt.
- Heller, desgl. in Nordhausen.
- Junker, Bauinspector in Erfurt.

Digitized by Google

19. Regierung zu Schleswig.

Hr. Scheffer, Regierungs- und Baurath in Schleswig.
- von Irminger, desgl. daselbst.
- Becker, desgl. daselbst.
- Nönchen, Baurath, Kreis-Bauinspector in Hadersleben.
- Fülscher, Kreis-Bauinspector in Glückstadt.
- Mathiessen, desgl. in Husum.
- Edens, desgl. in Rendsburg.
- Freund, Baurath, desgl. in Altona.
- Hotzen, desgl. in Schleswig.
- Friese, desgl. in Kiel.
- Heydorn, desgl. in Ploen.
- Kröhnke, desgl. in Brunsbüttel.
- Treede, desgl. in Tondern.
- Greve, desgl. in Oldesloe.
- von Wickede, desgl. in Tönning.
- Jensen, desgl. in Flensburg.
- Stoedtner, Bauinspector in Schleswig.

20. Landdrostei Hannover und Finanz-Direction daselbst.

Hr. Hunaeus, Geheimer Regierungsrath bei der Landdrostei in Hannover.
- Albrecht, Regierungs- und Baurath bei der Landdrostei in Hannover.
- Buhse, Regierungs- und Baurath bei der Finanz-Direction in Hannover.
- Redde, Bauinspector bei der Finanz-Direction daselbst.
- Pape, Baurath, Kreis-Bauinspector in Hannover.
- Meyer, desgl. in Hameln.
- Heffmann, desgl. in Nienburg.
- Steffen, Baurath, desgl. in Hannover.
- Bansen, desgl. desgl. in Hannover.
- Heye, desgl. desgl. in Heya.
- Heins, desgl. desgl. in Diepholz.
- Rhien, desgl. desgl. in Nienburg.

21. Landdrostei Hildesheim.

Hr. Rumpf, Regierungs- und Baurath in Hildesheim.
- Cuno, desgl. daselbst.
- Westphal, Kreis-Bauinspector in Clausthal.
- Koppen, desgl. in Einbeck.
- Beckmann, Baurath, Kreis-Bauinspector in Göttingen.
- Praël, Baurath, Kreis-Bauinspector in Hildesheim.
- Evers, Wasser-Bauinspector in Münden.
- Peters, Baurath, Kreis-Bauinspector in Northeim.
- Schulze, desgl. desgl. in Goslar.
- Freye, Kreis-Bauinspector in Hildesheim.
- Wichmann, desgl. in Gronau.
- Wolff, desgl. in Osterode a/Harz.

22. Landdrostei Lüneburg.

Hr. Höbel, Regierungs- und Baurath in Lüneburg.
- Heithaus, desgl. daselbst.
- Schelten, Wasser-Bauinspector in Harburg.
- Brünnecke, Baurath, Kreis-Bauinspector in Lüneburg.
- Siegener, desgl. desgl. in Harburg.
- Fenkhausen, desgl. desgl. in Celle.
- Höbel, desgl. desgl. in Uelzen.
- Hartmann, desgl. desgl. in Walsrode.
- Röbbelen, Kreis-Bauinspector in Gifhorn.
- Lindemann, desgl. in Hitzacker.

23. Landdrostei Stade.

Hr. Lüttich, Geheimer Regierungsrath in Stade.
- Pampel, Regierungs- und Baurath daselbst.
- Süfsmann, Baurath, Kreis-Bauinspector in Geestemünde.
- Schaaf, Baurath, Wasser-Bauinspector in Stade.
- Valett, Kreis-Bauinspector in Neuhaus a. d. Oste.

Hr. Höbel, Wasser-Bauinspector in Geestemünde.
- Tolle, Baurath, Kreis-Bauinspector in Grohn.
- Schwägermann, desgl. in Stade.
- Bertram, desgl. in Verden.
- Snadicani, desgl. in Buxtehude.
- Schulz, desgl. in Verden.

24. Landdrostei Osnabrück.

Hr. Grahn, Regierungs- und Baurath in Osnabrück.
- Oppermann, Wasser-Bauinspector in Meppen.
- Reifsner, Kreis-Bauinspector in Osnabrück.
- Luttermann, Baurath, Kreis-Bauinspector in Koppelschleuse bei Meppen.
- Meyer, desgl. desgl. in Lingen.
- Haspelmath, desgl. desgl. in Quakenbrück.
- Theune, Kreis-Bauinspector in Melle.
- Junker, Bauinspector in Osnabrück.

25. Landdrostei Aurich.

Hr. Tolle, Regierungs- und Baurath in Aurich.
- Clauditz, Baurath, Wasser-Bauinspector in Leer.
- Schramme, desgl. desgl. in Emden.
- Panse, Wasser-Bauinspector in Norden.
- Taaks, Dr., Baurath, Kreis-Bauinspector in Wittmund.
- Oosterlinck, Kreis-Bauinspector in Leer.
- Bruns, desgl. in Aurich.
- N. N., Bauinspector daselbst.
- Dannenberg, Wasser-Bauinspector in Emden (beim Bau des Ems-Jade-Canals).

26. Regierung zu Münster.

Hr. Uhlmann, Regierungs- und Baurath in Münster.
- Balzer, Kreis-Bauinspector in Münster.
- N. N., desgl. in Recklinghausen.
- Quantz, desgl. in Hamm.
- Herborn, desgl. in Rheine.
- Schmitz, Bauinspector in Münster.

27. Regierung zu Minden.

Hr. Eitner, Regierungs- und Baurath in Minden.
- Winterstein, Baurath, Kreis-Bauinspector in Höxter.
- Haupt, Kreis-Bauinspector in Minden.
- Schüler, desgl. in Paderborn.
- Cramer, desgl. in Bielefeld.
- Harhausen, desgl. in Herford.
- Mannsdorff, Bauinspector in Minden.

28. Regierung zu Arnsberg.

Hr. Geifsler, Regierungs- und Baurath in Arnsberg.
- Haege, Baurath, Kreis-Bauinspector in Siegen.
- Haarmann, desgl. desgl. in Bochum.
- Caesar, desgl. desgl. in Arnsberg.
- Westphal, Kreis-Bauinspector in Hagen.
- Heile, desgl. in Soest.
- Genzmer, desgl. in Dortmund.
- Hammacher, desgl. in Hamm.
- Carpe, desgl. in Brilon.
- Landgrebe, Bauinspector in Arnsberg.

29. Regierung zu Cassel.

Hr. Lange, Regierungs- und Baurath in Cassel.
- von Schumann, desgl. daselbst.
- Neumann, desgl. daselbst.
- Blanckenhorn, Baurath, Kreis-Bauinspector in Cassel.
- Arend, desgl. desgl. in Eschwege.
- Griesel, Kreis-Bauinspector in Hersfeld.
- Kullmann, Wasser-Bauinspector in Rinteln.
- Hoffmann, Kreis-Bauinspector in Fulda.
- Spangenberg, desgl. in Steinau.

Digitized by Google

Hr. Meydenbauer, Kreis-Bauinspector in Marburg.
- Gran, desgl. in Hanau.
- Röhnisch, desgl. in Cassel.
- Schattauer, Wasser-Bauinspector daselbst.
- Koppen, Kreis-Bauinspector in Schmalkalden.
- Knipping, desgl. in Rinteln.
- Schuchard, desgl. in Cassel.
- Difemann, desgl. in Melsungen.
- Jahn, desgl. in Homberg.
- Jäger, desgl. in Hofgeismar.
- Bornmüller, desgl. in Frankenberg.
- Stoll, Bauinspector in Cassel } technische Hilfsarbeiter.
- Beisner, comm. desgl. daselbst } technische Hilfsarbeiter.

30. Regierung zu Wiesbaden.

Hr. Cremer, Regierungs- und Baurath in Wiesbaden.
- Cuno, desgl. daselbst.
- Wolff, Baurath, Kreis-Bauinspector in Limburg a. d. Lahn.
- Herrmann, Kreis-Bauinspector in Rüdesheim.
- Wagner, desgl. in Frankfurt a/M.
- Helbig, desgl. für den Stadtkreis Wiesbaden.
- Moritz, Baurath, desgl. daselbst (für den Landkreis).
- Baldus, Baurath, Wasser-Bauinspector in Diez.
- Eckhardt, desgl. desgl. in Frankfurt a/M.
- Trainer, Kreis-Bauinspector in Biedenkopf.
- Cramer, desgl. in Langen-Schwalbach.
- Spinn, desgl in Weilburg.
- Holler, Baurath, desgl. in Homburg v/d. Höhe.
- Varnhagen, desgl. in Dillenburg.
- Hilgers, Bauinspector in Wiesbaden.
- Büchling, Kreis-Bauinspector in Montabaur.

31. Ober-Präsidium und Regierung zu Coblenz.

a. Ober-Präsidium.

Hr. Berring, Regierungs- u. Baurath, Rheinstrom-Baudirector in Coblenz.
- Schmidt, Reg. u. Baurath, Rheinschifffahrts-Insp. daselbst.
- Roeder, Wasser-Bauinspector, techn. Hilfsarbeiter daselbst.
- Demnitz, Wasser-Bauinspector in Cöln.
- Treplin, desgl. in Coblenz.
- Hartmann, desgl. in Düsseldorf.
- Müller, desgl. in Wesel.

b. Regierung.

Hr. Cremer, Regierungs- und Baurath in Coblenz.
- Tetens, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Möller, Baurath, desgl. in Creuznach.
- Schmid, Baurath, Wasser-Bauinspector in Cochem.
- Scheepers, Kreis-Bauinspector in Wetzlar.
- Zweck, desgl. in Andernach.

Hr. Thon, Kreis-Bauinspector in Neuwied.
- Delius, Bauinspector in Coblenz.

32. Regierung zu Düsseldorf.

Hr. Borggreve, Geheimer Regierungsrath in Düsseldorf.
- Lieber, Regierungs- und Baurath daselbst
- Denninghoff, desgl. daselbst.
- Schroers, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Ulrich, Wasser-Bauinspector in Ruhrort.
- Bormann, Kreis-Bauinspector in Elberfeld.
- Niedieck, desgl. in Essen.
- Schmits, desgl. in Crefeld.
- Mertens, desgl. in Wesel.
- Radhoff, desgl. in Geldern.
- Möller, desgl. in Solingen.
- Ewerding, desgl. in M. Gladbach.
- von Perbandt, Bauinspector in Düsseldorf.

33. Regierung zu Cöln.

Hr. Gottgetreu, Geheimer Regierungsrath in Cöln.
- Böttcher, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
- van den Bruck, desgl. desgl. in Deutz.
- Eschweiler, Kreis-Bauinspector in Siegburg.
- Freyse, Bauinspector in Cöln.
- Reinike, comm. Kreis-Bauinspector in Bonn.

34. Regierung zu Trier.

Hr. Seyffarth, Regierungs- und Baurath in Trier.
- Heldberg, desgl. daselbst.
- Schönbrod, Kreis-Bauinspector in Saarbrücken.
- Brauweiler, desgl. in Trier.
- Freudenberg, desgl. in Berncastel.
- Ritter, Baurath, Kreis-Bauinspector in Trier.
- Köppe, desgl. desgl. in Merzig.
- Gersdorff, Kreis-Bauinspector in St. Wendel.
- Krebs, Kreis-Bauinspector f. d. Baukreis Bitburg, in Trier.
- Werres, Bauinspector in Trier.

35. Regierung zu Aachen.

Hr. Kruse, Regierungs- und Baurath in Aachen.
- Dieckhoff, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
- Nachtigall, Kreis-Bauinspector in Düren.
- Mergard, desgl. in Aachen.
- Friling, Kreis-Bauinspector in Jülich.
- Spillner, Bauinspector in Aachen.
- Eckhardt, Kreis-Bauinspector in Montjoie.

36. Regierung zu Sigmaringen.

Hr. Laur, Regierungs- und Baurath in Sigmaringen.

Verwaltung für Berg-, Hütten- und Salinenwesen.

Hr. Gebauer, Ober-Berg- und Baurath in Berlin.
- Schwarz, Bauinspector, für einen Theil des Ober-Bergamts-Districts Halle, in Schönebeck bei Magdeburg.
- Neufang, Baurath, Bauinspector im Ober-Bergamts-District Bonn, in Saarbrücken.
- Dr. Langsdorf, Bauinspector im Ober-Bergamts-District Clausthal, in Clausthal.

Hr. Dumreicher, Bauinspector im Ober-Bergamts-District Bonn, in Saarbrücken.
- Bachmann, Bauinspector bei der Berginspection in Zabrze.
- Braun, Bau- und Maschinen-Inspector im Bezirk der Bergwerks-Direction Saarbrücken, in Neunkirchen.
- Oesterreich, Königl. Baumeister, für einen Theil des Ober-Bergamts-Districts Halle, in Dürrenberg.

II. Im Ressort anderer Ministerien und Behörden.

1. Beim Hofstaate Sr. Majestät des Kaisers u. Königs, beim Hofmarschallamte, beim Ministerium des Königlichen Hauses u. s. w.

Hr. Gottgetreu, Ober-Hof-Baurath in Potsdam, bei der Königl. Garten-Intendantur.

Hr. Persius, Ober-Hof-Baurath in Berlin.
- Haeberlin, Hof-Bauinspector in Potsdam.

Hr. Krüger, Hofkammer- und Baurath bei der Hofkammer der Königlichen Familiengüter, in Berlin.

Digitized by Google

- Niermann, Hausfideicommifs-Baurath in Berlin.
- Hofsfeld, Hof-Bauinspector in Berlin.

Hr. Knyrim, Hof-Bauinspector zu Wilhelmshöhe.

2. Beim Ministerium der geistlichen, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten und im Ressort desselben.

Hr. Möller, Geheimer Regierungs-Rath, Director der Porzellan-Manufactur in Berlin.
- Spieker, Geheimer Regierungsrath in Berlin (s. oben bei I. *A.2*).
- Voigtel, Geheimer Regierungsrath in Cöln, Dombaumeister.
- von Dehn-Rotfelser, Regierungs- und Baurath, Conservator der Kunstdenkmäler, in Berlin.
- Leopold, Baurath bei der Kloster-Verwaltung in Hannover.
- Spitta, Bauinspector in Berlin.
- Merzenich, Land-Bauinspector bei den Königl. Museen in Berlin.
- von Tiedemann, Land-Bauinspector, leitet die Universitätsbauten in Halle a S.
- Hofmann, Land-Bauinspector und akademischer Baumeister in Greifswald.
- Blau, Bauinspector, Zeichnenlehrer an d. Landesschule in Pforta.

3. Im Ressort des Ministeriums für Landwirthschaft, Domainen und Forsten.

Hr. Cornelius, Geheimer Ober-Regierungs- und vortragender Rath in Berlin.
- Kunisch, Regierungs- und Baurath in Berlin.
- Röder, Baurath in Berlin.
- Michaelis, Baurath in Münster, (Landes-Meliorations-Bauinspectoren)
- Schulemann, Wasser-Bauinspector in Bromberg, (Landes-Meliorations-Bauinspectoren)
- Hefs, desgl. in Hannover, (Landes-Meliorations-Bauinspectoren)
- Grun, desgl. in Königsberg i/Pr., (Landes-Meliorations-Bauinspectoren)
- Schönwald, desgl. in Cöslin, (Landes-Meliorations-Bauinspectoren)
- Runde, Baurath, desgl. in Kiel, (Landes-Meliorations-Bauinspectoren)
- Knechtel, desgl. in Breslau, (Landes-Meliorations-Bauinspectoren)
- Schmidt, Landes-Meliorations-Bauinspector für die Provinz Hessen-Nassau, in Cassel.
- Gravenstein, Landes-Meliorations-Bauinspector in Düsseldorf.
- Wille, desgl. in Magdeburg.
- Fahl, desgl. in Danzig.
- Reimann, Land-Bauinspector beim Ministerium in Berlin.

III. Im Ressort der Reichs-Verwaltung.

A. Im Ressort des Reichskanzler-Amts.

Hr. von Mörner, Geheimer Regierungs- und vortragender Rath in Berlin.
- Busse, Regierungs- und Baurath in Berlin.

B. Bei dem Reichs-Eisenbahn-Amt.

Hr. Streckert, Geheimer Ober-Regierungs- und vortragender Rath in Berlin.

Hr. Wiebe, Eduard, Geh. Regier.- u. vortrag. Rath, in Berlin.
- Gimbel, desgl. desgl. daselbst.

C. Bei den Reichs-Eisenbahnen in Elsafs-Lothringen und der Wilhelm-Luxemburg-Eisenbahn.

a) bei der Betriebs-Verwaltung der Reichs-Eisenbahnen.

Hr. Cronau, Ober-Regierungsrath, Abtheilungs-Dirigent.
- Funke, desgl. desgl.
- Schübler, Eisenbahn-Director, Mitglied der Kaiserl. General-Direction.
- Hering, desgl. desgl.
- Schieffer, Eisenbahn-Bauinspector, Hilfsarbeiter bei der Kaiserl. General-Direction; sämmtl. in Strafsburg.
- Kecker, Eisenbahn-Betriebsinspector, in Metz.
- Büttner, desgl. in Strafsburg.
- Ostermeyer, desgl. daselbst.
- Steltzer, desgl. in Colmar.
- Victor, desgl. in Saargemünd.
- Cörmann, desgl. in Mülhausen.
- von Kietzell, Eisenbahn-Bauinspector, in Saargemünd.
- Pabst, desgl. in Strafsburg.
- Koeltze, desgl. in Colmar.
- Schneidt, desgl. in Strafsburg.
- Paraquin, desgl. in Saargemünd.
- Schultz, desgl. in Schlettstadt.

Hr. Wachenfeld, Eisenbahn-Bauinspector in Mülhausen.
- Ottmann, desgl. in Metz.
- Bennegger, desgl. in Colmar.
- Weltin, desgl. in Strafsburg.
- Kriesche, desgl. daselbst.
- Dietrich, desgl. daselbst.
- Lachner, desgl. in Metz.
- Strauch, desgl. in Mülhausen.
- Lauber, comm. Eisenbahn-Baumeister in Metz.

b) bei den Neubauten.

Hr. Schröder, Eisenbahn-Bauinspector in Metz.

c) bei der der Kaiserl. General-Direction der Eisenbahnen in Elsafs-Lothringen unterstellten Wilhelm-Luxemburg-Bahn.

Hr. de Bary, Eisenbahn-Betriebsinspector in Luxemburg.
- Salentiny, Eisenbahn-Bauinspector daselbst.
- Graff, desgl. daselbst.
- Mersch, comm. Eisenbahn-Baumeister daselbst.

D. Bei der Reichs-Post- und Telegraphen-Verwaltung.

Hr. Elsafser, Geheimer Ober-Regierungsrath in Berlin.
- Kind, desgl. daselbst.
- Neumann, Post-Baurath in Münster.
- Wachenhusen, desgl. in Schwerin i/M.
- Arnold, desgl. in Carlsruhe.
- Wolff, desgl. in Stettin.
- Cuno, desgl. in Frankfurt a/M.
- Nöring, desgl. in Königsberg i/Pr.
- Zopff, desgl. in Dresden.

Hr. Promnitz, Post-Baurath in Breslau.
- Skalweit, desgl. in Hannover.
- Tuckermann, desgl. in Berlin.
- Hindorf, desgl. in Cöln.
- Hegemann, desgl. in Erfurt.
- Kefsler, desgl. in Berlin.
- Perdisch, Post-Bauinspector daselbst.
- Schmedding, desgl. daselbst.
- Stüler, desgl. daselbst.

Digitized by Google

E. Bei dem Preufsischen Kriegsministerium in Berlin und im Ressort desselben.

a) Ministerial-Bau-Büreau.

Hr. Afsmann, Geheimer Baurath.
- Schönhals, Intendantur- und Baurath.
- Bruhn, Garnison-Bauinspector.
- Duisberg, desgl.

b) Intendantur- u. Bauräthe und Garnison-Baubeamte.

1. Bei dem Garde-Corps.

Hr. Bernhardt, Intendantur- u. Baurath.
- Verworn, Garnison-Bauinspector in Berlin.
- la Pierre, desgl. daselbst.
- Pieper, desgl. daselbst.
- Böhm, desgl. in Potsdam.

2. Bei dem I. Armee-Corps.

Hr. Paarmann, Intend.- und Baurath, in Königsberg i/Pr.
- Baudke, Garnison-Bauinspector daselbst.
- N. N., desgl. in Tilsit.
- Rühle v. Lilienstern, desgl. in Danzig.
- Kienitz, desgl. in Elbing.

3. Bei dem II. Armee-Corps.

Hr. Appelius, Intendantur- u. Baurath, in Stettin.
- Bobrik, Garnison-Bauinspector in Colberg.
- Gödeking, desgl. in Stettin.
- Veltmann, desgl. in Stralsund.
- Dublanski, desgl. in Thorn.

4. Bei dem III. Armee-Corps.

Hr. Boethke, Intendantur- u. Baurath, in Berlin.
- Meyer, Garnison-Bauinspector in Berlin (nördlicher Land-district).
- Busse, Garnison-Bauinspector in Berlin (südlicher Land-district).
- Spitzner, desgl. in Frankfurt a/O.
- Döbber, desgl. in Spandau.

5. Bei dem IV. Armee-Corps.

Hr. Wodrig, Intendantur- u. Baurath in Magdeburg.
- v. Zychlinski, Garnison-Bauinspector daselbst.
- Ullrich, desgl. in Erfurt.
- v. Rosainski, desgl. in Wittenberg.
- Schneider, desgl. in Halle a/S.

6. Bei dem V. Armee-Corps.

Hr. Schüfsler, Intendantur- u. Baurath in Posen.
- Beyer, Garnison-Bauinspector in Posen.
- Kalkhof, desgl. in Glogau.
- Herzog, comm., desgl. in Liegnitz.

7. Bei dem VI. Armee-Corps.

Hr. Steuer, Intendantur- u. Baurath in Breslau.
- Zaar, Garnison-Bauinspector daselbst.
- Ahrendts, desgl. in Neifse.
- Werner, desgl. in Cosel.

8. Bei dem VII. Armee-Corps.

Hr. Kühtze, Intendantur- u. Baurath in Münster.
- Houthumb, Garnison-Bauinspector daselbst.
- Keutenich, desgl. in Wesel.
- N. N., desgl. in Minden.

9. Bei dem VIII. Armee-Corps.

Hr. Voigtel, Intendantur- u. Baurath in Coblenz.
- Steinberg, Garnison-Bauinspector in Coblenz.
- Goldmann, desgl. daselbst.
- Hauck, desgl. in Cöln.
- Dietz, desgl. in Trier.

10. Bei dem IX. Armee-Corps.

Hr. Sluytermann van Langeweyde, Intendantur- und Baurath in Altona.
- Bolte, Garnison-Bauinspector in Flensburg.
- Drewitz, desgl. in Schwerin.
- Gerasch, desgl. in Rendsburg.
- Schmidt, desgl. in Altona.

11. Bei dem X. Armee-Corps.

Hr. Schuster, Intendantur- und Baurath in Hannover.
- Habbe, Garnison-Bauinspector daselbst.
- Linz, desgl. in Braunschweig.
- Brook, desgl. in Oldenburg.

12. Bei dem XI. Armee-Corps.

Hr. Sommer, Intendantur- und Baurath in Cassel.
- Gummel, Garnison-Bauinspector daselbst.
- Reinmann, desgl. in Mainz.
- Zacharias, desgl. in Frankfurt a/M.
- Arendt, desgl. in Darmstadt.

13. Bei dem XIV. Armee-Corps.

Hr. Heimerdinger, Intendantur- u. Baurath in Carlsruhe.
- Gerstner, Garnison-Bauinspector in Carlsruhe.
- Jungeblodt, desgl. in Freiburg i/Baden.

14. Bei dem XV. Armee-Corps.

Hr. Feller, Major z. D. in Strafsburg i/E.,
- Rettig, Garnison-Bauinspector in Metz.
- Ecklin, desgl. in Mülhausen i/E.
- Bachfeld, Major z. D. in Saargemünd.

F. Bei dem Marineministerium und im Ressort desselben.

1. In der Admiralität.

Hr. Wagner, Wirklicher Admiralitätsrath und vortragender Rath in Berlin.
- Vogeler, Admiralitäts-Rath in Berlin.

2. Bei den Werften und Hafenbau-Commissionen.

Hr. Franzius, Marine-Hafenbau-Director in Kiel.
- Rechtern, desgl. in Wilhelmshaven.

Hr. Schirmacher, Marine-Hafenbau-Oberingenieur in Kiel.
- C. Müller, desgl. in Wilhelmshaven.

3. Bei den Marine-Intendanturen.

Hr. Giefsel, Marine-Hafenbau-Oberingenieur in Kiel.
- Bugge, Marine-Garnisonbau-Oberingenieur in Wilhelmshaven.

Digitized by Google

Literatur.

Das obere Fellagebiet im Canalthale in Kärnthen und die dortigen Wasserbauten mit Untersuchungen über Steinkisten und Thalsperren von Martin Kovatsch, Docent der k. k. technischen Hochschule in Brünn. Wien 1881. 8°.

Vorliegendes kleine Werk giebt auf 55 Seiten Text und 4 Tafeln das auf einer Reise im südwestlichen Theile Kärnthens im Quellengebiet der Zuflüsse des Tagliamento und der Drau, auf der Wasserscheide zwischen dem Adriatischen und Schwarzen Meere gesammelte Studienmaterial mit besonderer Berücksichtigung des durch seine starken Geschiebebewegungen für den Ingenieur interessanten, von den Anwohnern gefürchteten Fellaflüfschens, eines Nebenflusses des Tagliamento. Der Verfasser zeigt an diesem Beispiel, wie in noch wilden und unfertigen Gebirgsthälern die Betten der Wildbäche durch die Unmassen der mitgeführten Geschiebe in verhältnifsmäfsig kurzer Zeit sich bedeutend erhöhen, und erläutert und berechnet diejenigen Wasserbauten, welche im Fellagebiet zum Schutz der Ortschaften und Strafsenanlagen gegen die durch Hochwasser eintretenden Gefahren ausgeführt sind, namentlich die die Stelle von Buhnen vertretenden Steinkisten und die zur Verhütung der starken Geschiebebewegung ausgeführten Thalsperren, von denen eine von $23{,}_5$ m Höhe näher beschrieben wird.

Die Rutschungen, ihre Ursachen, Wirkungen und Behebungen. Von Ludwig E. Tiefenbacher, Ingenieur. Wien 1880. M. Abb. Pr. 10 ℳ

Die Worte, welche der Verfasser in seiner Vorrede über die Bedeutung der Bodenrutschungen spricht, werden jedem Ingenieur, der schon einmal mit solchen zu kämpfen gehabt hat, aus der Seele gesprochen sein. Die Rutschungen sind derselbe unheimliche Feind beim Erdbau, wie beim Eisenbahnbetrieb die Entgleisungen, unheimlich, weil ihre Ursache nicht immer klar zu Tage liegt, und der Ingenieur deswegen nicht immer im Stande ist, die zur Beseitigung der eingetretenen Katastrophe erforderlichen Maafsnahmen mit der wünschenswerthen Zuversicht auf sicheren Erfolg zu treffen, bezw. die vielleicht von derselben Ursache bedrohten, noch unversehrten Bauausführungen rechtzeitig genug gegen eine gleiche Katastrophe zu schützen. Von jeher sind deshalb Mittheilungen aus der Praxis über Rutschungen, deren ermittelte Ursachen und die dagegen angewendeten Mittel von den ausführenden Ingenieuren mit besonderer Freude begrüfst werden; denn hier ist, noch mehr als sonst, die practische Erfahrung, die Kenntnifs vieler vorgekommenen Fälle und deren Nebenumstände oft werthvoller, als alle theoretischen Untersuchungen und Ueberlegungen. Der Verfasser, welcher während einer vieljährigen Baupraxis bei mehreren Eisenbahnen Oesterreichs, Ungarns etc. bei schwierigen und interessanten Rutschungen und den damit zusammenhängenden Reconstructionsarbeiten betheiligt war, hat in dem vorliegenden Werke beiden Seiten, der Theorie und der Praxis, gebührend Rechnung getragen. In dem ersten Theil des Buches giebt der Verfasser nach einer kurzen Aufzählung der geologischen Gliederungen und der zu den verschiedenen Perioden gehörenden Formationen, sowie nach kurzer Angabe der Entstehungsursachen der einzelnen Gebirgsarten eine ausführliche Beschreibung der verschiedenen Bodenarten, ihres Vorkommens, ihrer Zusammensetzung und ihres Verhaltens gegen die Einflüsse der Temperatur und Feuchtigkeit. Naturgemäfs wird hierbei der Thon, welcher fast bei allen Rutschungen eine hervorragende Rolle spielt, besonders eingehend gewürdigt. Darauf werden die vor der Bauausführung und nach einer eingetretenen Rutschung erforderlichen Bodenuntersuchungen und demnach die Rutschungen mit Bezug auf die dieselben am meisten begünstigenden Factoren, nämlich das Wasser, die Cohäsion und Schichtenlagerung, und die aus dem Verkehr resultirenden Erschütterungen und Drucküberträgungen behandelt. In dem letzten Abschnitt des ersten Theiles werden die bei eingetretenen Rutschungen nothwendigen Maafsnahmen, und zwar sowohl bei gewachsenem, als auch bei aufgeschüttetem Boden, je nachdem die Rutschungen auf Gleitflächen oder in Folge von Cohäsionsverminderung stattgefunden haben, besprochen. Dieser erste, theoretische Theil des Buches bringt wesentlich neue Punkte nicht bei, behandelt aber den Stoff mit gröfserer Gründlichkeit und Ausführlichkeit, als sonst wohl geschehen. Ein besonderer Werth des Buches liegt dagegen im zweiten Theil desselben, in der Beschreibung vorgekommener Rutschungen und der dabei angewendeten Reconstructionsarbeiten auf verschiedenen Strecken der ungarischen Nordostbahn, der Kaiserin-Elisabethbahn, der ersten ungarisch-galizischen Eisenbahn, der österreichischen Nordwestbahn und der Carlstadt-Fiumaner Bahn, bei welchen Arbeiten der Verfasser theilweise selbst betheiligt war. Hierbei sind nicht nur solche Fälle erwähnt, in welchen die Ursachen der Rutschungen richtig erkannt und mit gutem Erfolg behoben worden sind, sondern auch solche Fälle, in welchen die Ursachen der Rutschungen nicht richtig erkannt wurden und die vorgenommenen Rutschungsabbauten mifsglückt sind. Die einzelnen Rutschungen und die Reconstructionsarbeiten werden mehr oder weniger eingehend beschrieben und durch viele Constructions- und Situationszeichnungen erläutert.

Das Buch kann allen Ingenieuren, welche sich über das Wesen und die Ursachen der Rutschungen, dieses bösen Feindes beim Erdbau, informiren wollen und bei einer eingetretenen Katastrophe und noch nicht genügender eigener Erfahrung eines Rathes bedürfen, bestens empfehlen werden. J.

Halle a. S., Buchdruckerei des Waisenhauses.

Digitized by Google

JAHRGANG XXXI. 1881. HEFT IX UND X.

Original-Beiträge.

Das Königliche Regierungsgebäude zu Königsberg i/Pr.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 1 bis 9 im Atlas. — Schlufs.)

Was die Wasserabführung von dem Grundstück und die Trockenlegung der Kellerräume, sowie die Versorgung des Gebäudes mit Trink- und Wirthschaftswasser betrifft, so haben ebensowohl die Bodenverhältnisse von Königsberg wie die Quantität und Qualität des von der städtischen Wasserleitung gelieferten Wassers nicht unerhebliche Schwierigkeiten bereitet.

Bis auf grofse Tiefen (30 bis 40 m) besteht nämlich der Boden der oberen Stadt, welcher mit steilem Abhang das Ufer des Pregelthals bildet, aus diluvialem Schluff — Gletscherschlamm —, welcher verschiedentlich, am auffälligsten aber in einer Tiefe von etwa 10 m, von wasserführenden Triebsandschichten durchsetzt wird. Dieser Schluff nun sättigt sich bei Regenwetter vollkommen mit Wasser und giebt dies an alle relativ niedriger gelegene Hohlräume ab. So erklärt sich die auffallende Erscheinung, dafs nach jedem Regen aus allen Kellern, auch in den höchstgelegenen Theilen der Stadt, das Wasser durch kleine Handpumpen beseitigt werden mufs.

Das Oberpräsidial- und Regierungsgebäude ist deshalb überall mit einer ausreichenden Drainageleitung umgeben worden. Da aber die Erfahrung gelehrt hat, dafs dergleichen Drainleitungen durch Einschlemmen des Schluffbodens leicht verstopft und unwirksam gemacht werden, so sind in nicht zu grofsen Entfernungen Einsteigekasten gemauert, und in die Leitungen selbst eiserne, verzinkte Ketten eingelegt worden, welche von Zeit zu Zeit hin- und hergezogen werden, um die eingeschlemmten Massen aufzulockern und die Abführung beim Durchspülen zu erleichtern. Um schliefslich zu verhindern, dafs doch noch Aufschlagwasser aus dem Erdreich durch die Kellerwände in das Innere des Gebäudes eindringt, sind unter Terrain die sämmtlichen Aufsenflächen der Mauern mit einem Rappputz von verlängertem Cementmörtel überzogen worden. Asphaltisolir- und Luftschichten sind selbstverständlich überall gegen die aufsteigende resp. seitlich andringende Feuchtigkeit zur Verwendung gekommen.

Die obenerwähnte, etwa 10 m unter Terrain liegende Triebsandschicht sammelt nun das von der darüber lagernden Schluffschicht abgegebene Wasser und führt dasselbe weiter. Durch dieses Wasser, welches natürlich neben allerhand humosen Beimischungen schädliche Salze und auch Schwefelwasserstoff enthält, wird der gröfste Theil der Brunnen in der Oberstadt von Königsberg gespeist, und es mufste daher die Aufgabe sein, zur Gewinnung des Trinkwassers für das Regierungsgebäude tiefer liegende Kiesschichten aufzuschliefsen, welche ein gutes und ausreichendes Trinkwasser liefern. Die Hoffnung auf Erfolg war nicht ausgeschlossen, da ein auf dem inneren Schlofshofe befindlicher, schon von den Ordensrittern angelegter sehr tiefer Brunnen Trinkwasser von ausreichender Qualität und Quantität liefert und gegenwärtig wohl den dritten Theil der Bevölkerung Königsbergs damit versorgt. — In Folge dessen wurden auf dem Terrain des Regierungsgebäudes mehrere Tiefbohrungen ausgeführt, und ist durch dieselbe in der That die wasserführende Kiesschicht in einer Tiefe von ca. 30 m constatirt. Bei der chemischen Untersuchung stellte sich dieses Wasser als sehr hart und zu Trinkwasser vollkommen gut und brauchbar heraus, seine Zusammensetzung war fast die gleiche, wie diejenige des Schlofsbrunnenwassers, übertraf das letztere jedoch noch etwas an Güte.

Dieses Bohrergebnifs führte zu der Anlage von zwei Brunnen für das neue Regierungsgebäude. Der eine derselben, ein Flachbrunnen von 10 m Tiefe, dient zur Lieferung des Wassers für den Heizbetrieb, für die Spülung der Pisseirs und die Speisung der Zapf- und Feuerhähne im Gebäude. Mittelst einer, durch Gaskraftmaschine getriebenen Pumpe wird diesem Brunnen das Wasser entnommen, in die auf dem Dachboden befindlichen Reservoirs gehoben und von dort durch ein geeignetes Rohrnetz an die Verwendungsstellen vertheilt. Der andere Brunnen, für die Beschaffung des Trinkwassers bestimmt, ist ein Tiefbrunnen von 30 m Tiefe, der bis zu 10 m Tiefe ein in Cement und Klinkern gemauertes und aufsen mit Cement geputztes Sammelreservoir mit ausbetonirter Sohle erhalten hat. In Höhe von 1 m über der letzteren beginnend und so einen Fangkessel für auftreibenden Sand und andere Sinkstoffe bildend, ist alsdann bis zur nothwendigen Tiefe von 30 m ein 15 cm weites asphaltirtes Eisenrohr abgesenkt, und durch dasselbe ein ausreichendes Quantum guten Trinkwassers erschlossen worden. Die Hebung des Wassers aus dem Sammelreservoir geschieht mittelst Handbetriebs durch eine combinirte Sauge- und Druckpumpe, die Vertheilung in die einzelnen Zimmer in Flaschen durch Arbeitskräfte.

Für den Betrieb der zu der Oberpräsidalwohnung gehörigen Koch- und Waschküchen erwies sich indessen das aus beiden besprochenen Brunnenanlagen erzielte Wasser als nicht geeignet, einerseits wegen der vorhandenen Beimengungen, andererseits wegen zu grofser Härte. Für diese Zwecke soll deshalb eine kleine Sammelcisterne für Regenwasser angelegt und aus dieser der Bedarf in die verschiedenen Küchen direct übergepumpt werden.

Bis vor kurzer Zeit führte eine hölzerne Kastendrumme die Abwässer der höher gelegenen Stadttheile derart durch das Grundstück des Regierungsgebäudes, dafs der Mittelbau des letzteren dicht unter der Kellersohle quer von dieser Drumme durchschnitten wurde. Dieselbe schlofs weiterhin an eine öffentliche Thonrohrleitung — den Fliefscanal — an, dessen Querschnitt jedoch auch gegenwärtig noch, nachdem bereits eine zweite Leitung daneben gelegt worden ist,

Digitized by Google

sich für die in Königsberg in jedem Sommer niederfallenden wolkenbruchartigen Regengüsse als durchaus unzureichend gezeigt hat. Rückstau des Wassers in die erwähnte Holzdrumme und Ueberschwemmung des Grundstücks des Regierungsgebäudes sowie der Strafse vor demselben waren eine regelmäfsig wiederkehrende Erscheinung. In Folge dessen ist auf Anregung der Königlichen Regierung und unter Gewährung einer erheblichen Beihilfe zu den Kosten seitens der städtischen Behörden eine hinreichend weite Thonrohrleitung ausgeführt worden, welche, vor dem Regierungsgebäude beginnend, daselbst das Wasser aus den höher gelegenen Stadttheilen sowie auch das Abwasser, das Drainwasser und das directe Aufschlagwasser von dem Regierungs-Grundstücke aufnimmt und dasselbe die Strafse „Mitteltragheim" entlang in einen seit einigen Jahren bestehenden gröfseren Canalstrang einführt.

Um schliefslich auch allen sonst möglichen Wasseransammlungen vor dem neuen Regierungsgebäude vorzubeugen, soll im kommenden Jahre das Strafsenpflaster daselbst erheblich gehoben werden.

Das Gebäude ist an die städtische Gasleitung angeschlossen worden, jedoch sollen die sämmtlichen Büreaux, obgleich auch sie bis auf die Beleuchtungsgegenstände die volle Gaseinrichtung erhalten, zunächst vorkommenden Falls mit Lampen erleuchtet werden. Für die Sitzungssäle sind einfache Gaskronen, für die Repräsentationsräume und namentlich den Festsaal des Ober-Präsidenten aber entsprechend reichere bestimmt.

Die Sitzungssäle und Räthezimmer, sowie die Arbeitszimmer des Ober-Präsidenten, des Regierungs-Präsidenten und des Verwaltungsgerichts-Directors sollen mit den zugehörigen Botenzimmern mittelst elektrischer Signalleitung verbunden werden.

Von den Nebenanlagen sei noch erwähnt ein zur Wohnung des Ober-Präsidenten gehöriger Pferdestall, welcher, an den nördlichen Gartenflügel des Gebäudes anschliefsend, Raum für 4 Pferde, ferner Wagen- und Schlitten-Remise, Futter- und Geschirrkammer und Futterboden, sowie eine kleine Wohnung für den Kutscher enthält.

Mit dem Bau ist am 27. Mai 1872 begonnen werden. Ende 1880 war er vollständig unter Dach gebracht und auf wenige durch die Anlage der Luftheizung verhinderte Wölbearbeiten im Rohbau vollendet. Im laufenden Jahre sind die Arbeiten im Innern in Angriff genommen, und wird das ganze Gebäude voraussichtlich bis zum 1. October cr. fertiggestellt werden.

Das Project zu der Bauanlage wurde von dem Unterzeichneten unter der Leitung des Ober-Baudirectors Herrmann im Ministerium der öffentlichen Arbeiten aufgestellt und dabei, was die Anordnung der Grundrisse angeht, die General-Disposition der Gebäudetheile, insbesondere die Anlage des grofsen Vorhofes aus einem von dem Regierungs- und Baurath Hesse bearbeiteten Entwurfe beibehalten. Die Aufstellung und Durchbildung der wesentlichsten Detailzeichnungen erfolgte ebenfalls im Ministerium.

Die Ausführung des Bauwerks wird unter der Oberaufsicht des Regierungs- und Bauraths Hesse durch den Bauinspector Kuttig bewirkt, welchem für die specielle Leitung der Regiegungs-Baumeister Bessel-Lorck beigegeben ist.

Die Baukosten sind einschliefslich der inneren Ausstattung und der Nebenbaulichkeiten, der Regulirung des Vorhofs und sonstigen Höfe, der Umwährungen etc. zu 1 925000 ℳ (rot. 480 ℳ à qm) veranschlagt. Es stehen jedoch erhebliche Ersparnisse in Aussicht, welche voraussichtlich den Betrag von 100000 ℳ erreichen werden.

Endell.

Die Märkte von London.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 45 bis 49 im Atlas. Schlufs.)

Der Fischmarkt Billingsgate.

Da in der Ernährung der Metropole eine hervorragende Stelle der Handel mit Fischen und Schaalthieren von Alters her einnahm, so wurde schon in sehr früher Zeit ein Fischmarkt in der City gegründet. Er bestand jedoch nur aus offenen Schuppen an der Themse zu Billingsgate bis 1846, zu welcher Zeit die Corporation die Erbauung eines geschlossenen Marktes dem Architekten Bunning übertrug, welcher ein sehr stattliches Gebäude an der Themse aufführte.

Das ungeheure Wachsthum der Stadt und die Ausdehnung des Handels machten die Vergröfserung und den Umbau dieses Marktes nothwendig, und ertheilte das Pariament hierzu die Genehmigung im Jahre 1872.

Es wurde in Folge dessen zu der früheren Fläche von 200 qm noch ein Terrain von 1900 qm erworben, und nach den Plänen des Architekten Horace Jones ein neuer Fischmarkt erbaut, wie ihn Blatt 48 zeigt.

Die bei der Beschaffenheit des Untergrundes erforderliche tiefe Lage der Fundamente bot Gelegenheit zur Anlage einer $7,_{30}$ m tiefen Unterkellerung, welche speciell für den Handel mit Schaalthieren benutzt wird. Dieses Kellergeschofs hat 2000 qm Fläche, ist mit Spannweiten von $5,_{90}$ zu $7,_{30}$ m überwölbt, und durch theils offene, theils mit Glas geschlossene runde Oeffnungen im oberen Fufsboden der Gewölbe gelüftet und erleuchtet.

Zu dem Keller führen an der südlichen Seite von dem Quai der Themse aus und an der nördlichen von Thamesstreet aus bequeme Treppen und Aufzüge von $3,_{20}$ m zu $1,_{40}$ m für den Personen- und Waarenverkehr und die Hebung schwerer Fässer und Gefäfse.

Den Restaurationen sowohl, wie den 14 Verkaufsständen des Erdgeschosses sind Kellerabtheilungen gegeben. Die Unterkellerung der Arcade an dem Flufs enthält eine Dampfmaschine zum Betriebe der Pumpen und Aufzüge und die Kessel zum Kochen von Fischen und Schaalthieren.

Das Erdgeschofs bietet 3300 qm Fläche, der innere freie Markt mit den Arcaden am Flufs etwa 2500 qm und ist mit Oberlichtdächern mansardeartig überdeckt, die von $18,_{25}$ m weit gespannten Gitterbalken getragen werden.

Die Höhe des Raumes ist vom Fufsboden bis zur Decke 10 m und bis zum Scheitel der Dächer 13 m.

Digitized by Google

Eine $9{,}_{14}$ m breite Galerie, der Stockfischmarkt genannt, durchschneidet den Raum von Süd nach Nord und bildet eine Abtheilung für den Handel mit getrockneten und geräucherten Fischen von 400 qm Fläche.

Die Gebände sind sehr solide mit innerer Wandbekleidung von Granit und glasirten Ziegeln ausgeführt. —

Auf die Anlage der vier vorbeschriebenen Märkte, des Metropolitan, Meat-Market, Poultry and Provision-Market, Fruit and Vegetable-Market und Billingsgate Fish-Market, hat die Corporation der City die Summe von 40 Millionen Mark in 10 Jahren verwendet.

Mit Einschlufs der beiden Märkte für den Schlachtviehhandel zu Islington und Deptford beträgt die für Verbesserung der Marktverhältnisse seit 1860 ausgegebene Summe 60 Millionen Mark.

In wahrhaft grofsartiger und vollkommen zweckmäfsiger Weise ist durch diese Schöpfungen für die Ernährung der vier Millionen Menschen, welche nicht säen und nicht erndten, Sorge getragen.

Auf die äufserste Erleichterung der Zufuhren ist vor Allem Bedacht genommen, nicht allein für den ausländischen Schlachtviehmarkt zu Deptford und den Fischmarkt zu Billingsgate, die selbstverständlich an der Themse liegen, um die Transporte direct aus den Seeschiffen aufzunehmen, als besonders für die Engros-Märkte von Smiethfield, durch Anlage des unterirdischen Güterbahnhofs, welcher den Knotenpunkt für den Verkehr der sämmtlichen grofsen in London mündenden Eisenbahnen bildet.

Durch diese ausgezeichnete Einrichtung sind die Markthallen nicht allein mit den entferntesten Productionsgebieten des eigenen Landes in unmittelbare, sondern vermittest der Häfen auch mit allen auswärtigen Plätzen in engste Verbindung gebracht, so dafs ohne Zeitversäumnifs mit äufserster Sicherheit und gröfster Billigkeit die Producte der ausländischen Zufuhr, wie die Erzeugnisse des eignen Landes den Markt der Metropole erreichen.

Indem die Corporation der City den Grofshandel in ihren Hallen unter eigener Verwaltung zusammenfafst und den Detailhandel mit Lebensmitteln, sowie die Errichtung der Detailmärkte der Privatspeculation überläfst, sichert sie sich den entscheidenden Einflufs in allen Fragen der Ernährung ohne Monopolisirung und ohne jede Einmischung in die Handelsgeschäfte selbst, behält den Ueberblick über die regelmäfsige Wechselwirkung der Zufuhr und des Verbrauchs, überwacht in bequemer Weise die Beschaffenheit der Waaren und gewinnt die Möglichkeit einfacher Gebührenerhebung ohne Druck auf die Preise.

Wie die Function eines gesunden Körpers vollzieht sich zwanglos und regelmäfsig die ungeheure Arbeit der täglichen Ernährung der Riesenstadt. —

Von den übrigen älteren, aufserhalb der City liegenden Londoner Marktanlagen ist nur der Covent-Garden- und der Columbia-Markt in baulicher Beziehung erwähnenswerth.

Der Platz des ersteren, auf welchem Blumen, Früchte und Gemüse en gros und en détail gehandelt werden, gehört dem Herzoge von Bedford, der im Jahre 1828 durch den Architekten Fowler eine einfache Halle mit Ständen erbauen liefs, welcher in neuerer Zeit eine zweite in Glas und Eisen construirte Halle für den Engros-Verkauf von Blumen hinzugefügt wurde. Die Baulichkeiten sind ohne technisches Interesse und genügen schon längst nicht mehr dem aufserordentlichen Marktverkehr, welcher sich über den ganzen Platz von Covent-Garden und die umgebende Strafse in einer Fläche von $1{,}_5$ ha ausgebreitet hat.

Ein gröfseres, wenn gleich mehr bauliches als geschäftliches Interesse bietet der Columbia-Markt, zu dem der Platz von der durch philantropische Stiftungen bekannten Wohlthäterin von London, der Baronefs Burdett Coutts hergegeben ist, die erst eine Reihe von Wohngebäuden für unbemittelte Volksklassen, dann im Jahre 1864 durch den Architekten Darbishire einen offenen Markt, der von Verkaufsläden umgeben ist, und eine schöne Halle erbauen liefs, um dem armen Bezirk von Bethnalgreen einen billigen Lebensmittelmarkt zu schaffen.

Die mit aufserordentlichem Kostenaufwand sehr schön ausgeführte Anlage, s. Bl. 49, besteht aus vier Bauwerken, welche einen quadratischen offenen Marktplatz umgeben.

Die West- und Ostseite wird von Wohngebäuden mit je 6 Verkaufsläden und einer Halle nach der Marktseite begrenzt, zu welcher eine mittlere Einfahrt führt. Die Läden haben im Erdgeschofs Verkaufslocal und Wohnzimmer, im Keller Vorrathsraum und Küche. Die beiden Etagen darüber enthalten kleine, vermiethbare Wohnungen, die Eckbauten eine Restauration, das Verwaltungsbureau und die Wohnungen der Marktbeamten.

In den obersten Stockwerken der beiden Thürme über den Thorwegen stehen Wasserbassins und Filteranlagen, welche den Markt und die Wohnungen mit Wasser versorgen.

Die Nordseite wird von der Markthalle eingenommen, welche durch Arcaden und Treppenanlagen verbunden ist mit den östlichen und westlichen Flügeln. Diese Arcaden bilden den Durchgang von dem grofsen Vorhof an New-Street nach dem inneren Marktplatz.

Die Markthalle, im Style einer englisch gothischen Kirche gebaut, ist $31{,}_6$ m lang, $15{,}_{85}$ m breit und $15{,}_{25}$ m hoch. Das Innere wird durch doppelte Pfeilerstellung in 3 Schiffe und je 7 Querabtheilungen getheilt. Die Bündelpfeiler aus polirtem Granit mit Bronzecapitälen und 4fachen bronzenen Gurtungen, $10{,}_6$ m hoch, tragen die hölzerne, kreuzgewölbeartig construirte Decke der Halle.

Das Mittelschiff mit etwa 260 qm Fläche ist für den Verkauf von Gemüsen auf Tischen oder aus Körben freigelassen; die Seitenschiffe erhalten 24 Stände von 4 m Tiefe, 2 m Breite und $2{,}_{50}$ m Höhe, mit heizbarem Comptoir und allen Einrichtungen für den Verkauf von Fleisch, Fisch und Geflügel.

Die Wände sind mit polirtem, irischem Marmor bekleidet.

Die Galerien über diesen Ständen sind für den Handel mit Wein und Früchten bestimmt und durch schöne Treppen mit der Halle verbunden.

Die Keller enthalten 26 Abtheilungen zur Seite eines 2 m breiten Mittelganges.

Ueber dem Eingange am Marktplatz erhebt sich bis zur Höhe von 35 m ein Glockenthurm.

Der abgeschlossene Platz vor der Markthalle an New-Street von 750 qm Fläche nimmt den Wagenverkehr auf.

Die Bauanlage, welche an der Südseite den Platz umschliefst, ist $48{,}_{75}$ m lang und $10{,}_{50}$ m tief und enthält in

Digitized by Google

der Mitte das Thorhaus mit Marktbureau und Beamtenwohnungen in der zweiten Etage über der breiten Einfahrt, welche durch schöne, schmiedeeiserne Gitterthore geschlossen wird.

Die offenen Hallen zur rechten und linken Seite des Thorhauses bilden zwei Markthallen von 210 qm Fläche ohne Ständeeinrichtung für Gemüseverkauf, denen 16 Kellerabtheilungen als Aufbewahrungsräume dienen.

Der von den vier Gebäudeanlagen eingeschlossene Marktplatz bietet 1300 qm Fläche, welche in rothem und blauem Granit so gepflastert ist, dafs der Fufsboden $3,_{50}$ qm grofse Abtheilungen für offene Marktstände abzeichnet. Der ganze Platz ist $3,_{35}$ m tief als Lagerkeller unterkellert. Die Mitte ziert ein Candelaber und vier Bassins mit Wasserauslässen.

Die ganze Markt-Anlage umfafst 18 vermiethbare Wohnungen, 12 grofse Läden mit Wohnungen, 24 Stände und 273 Plätze zu $3^1/_3$ qm Fläche in der Markthalle, die beiden südlichen Hallen und 400 unbedeckte Stände zu $3^1/_2$ qm auf dem Marktplatz.

Die schönen, durchaus in echten Materialien mit grofser Sorgfalt im Styl des 14. Jahrhunderts ausgeführten Gebäude stehen in auffallendem Widerspruch zum Schmutz und der Aermlichkeit des umgebenden Stadttheils.

Wenn der geschäftliche Erfolg nicht ganz den wohlwollenden Absichten der edlen Besitzerin des Marktes entspricht, so sind die Gründe theils in der Lage des Marktes und den ärmlichen Gewohnheiten der Bevölkerung Bethnalgreen's, theils wohl auch in den baulichen Anordnungen zu suchen.

J. Hennicke.

Die Deiche am Niederrhein.

(Schlufs, mit Zeichnungen auf Blatt 57 bis 59 im Atlas.)

b. Construction der Deiche.

Die Bann- und Sommerdeiche sind am Niederrhein meist nur aus fettem Lehm und Kleiboden, der sich im Lauf der Jahrhunderte aus dem stetig zugeführten Rheinschlick im Flufsthale in mehr oder weniger mächtigen Schichten abgelagert hat, hergestellt worden, indem man auf weniger gute, mit Sand vermengte Erdarten nur selten angewiesen war. In der Construction der Deiche zeigen sich aber bezüglich ihrer Böschungen, Kronenbreite und Höhe mannigfache Verschiedenheiten, welche theils durch die allmälige Entwickelung der Anlagen nach Maafsgabe des Bedürfnisses und den Bestimmungen der verschiedenen Deichordnungen, theils durch locale Verhältnisse, theils auch durch Rücksichten auf die Beschaffung der Geldmittel veranlafst worden sind. Immerhin hat sich das Bestreben geltend gemacht, den Bestimmungen der Deichordnungen, namentlich denjenigen des Deich-, Schau-, Graben- und Schleusen-Reglements vom 24. Februar 1767 möglichst zu entsprechen. Der **Deichkörper** soll danach aus guter fetter Erde hergestellt und diese in der Regel aus dem Vorlande, aus dem Binnenlande aber nur dort entnommen werden, wo es aufserhalb bis auf eine Entfernung von $188,_{31}$ m (50 Ruthen) an guter Erde mangelt, es soll jedoch in diesem Falle die Ausschachtung wenigstens $11,_{30}$ m (3 Ruthen) vom inneren Deichfufs entfernt bleiben, auch behufs Vermeidung nachtheiliger Quellenbildung keine grofse Tiefe erreichen. Die zum Auftrag zu verwendende Erde ist in einzelnen $0,_{24}$ bis $0,_{31}$ m (9 bis 12 Zoll) starken, durch Befahren und Stampfen zu comprimirenden Schichten nicht, wie früher, horizontal, sondern von der Strom- nach der Binnenseite zu ansteigend derartig anzuschütten, dafs jede Lage nach der Stromseite eine vierfache Anlage erhält. Diese praktische Anordnung verfolgt den Zweck, das Durchquellen des Wassers, falls einzelne Erdschichten im Deichkörper aus einer weniger guten Erde oder gar aus Sand bestehen sollten, zu verhindern oder doch zu erschweren, indem das stromseitige Wasser diese Schichten dann nicht unmittelbar trifft. Ist der Deichkörper auf sandigem Untergrunde zu erbauen, so soll zur Verhütung von Quellwasserbildung ein $2,_{51}$ m (8 Fufs) breiter Graben bis zum Kleiboden herab ausgehoben und mit diesem wieder angefüllt, demnächst aber hierüber der Deich angelegt werden. Bei sogenannten Aubermungen, worunter nachträgliche Deichverstärkungen mittelst Herstellung flacher Böschungen verstanden werden, ist die Erde nicht von oben hinab zu stürzen, sondern in einzelnen Lagen mit voller Breite des zukünftigen Deichkörpers und seiner Böschungen von unten auf anzuschütten und jede Lage gehörig zu comprimiren.

Für die Comprimirung der einzelnen Erdschichten ist theils eine häufige Verlegung der Karrdielenbahnen, theils das Stampfen mit leichten hölzernen Handrammen vorgeschrieben, sie ist aber meist auch noch durch sogenanntes Festreiten mit Pferden erfolgt, indem letztere systematisch so lange über die Anschüttungen getrieben werden, bis Consistenz der letzteren erreicht ist, wobei denn auch die durch die Huftritte der Pferde erzeugte rauhe Oberfläche der Anschüttung die innige Verbindung derselben mit der darauf anzubringenden folgenden Schicht begünstigt.

Alle Hecken, Sträucher und Bäume sind mit den Wurzeln aus dem Deichkörper zu entfernen, auch dürfen sie auf den Böschungen nicht angelegt werden, weil sie nicht nur die Berasung und Austrocknung der Deiche behindern und Höhlungen veranlassen, sondern auch zur Vermehrung von Ungeziefer, von Maulwürfen, Mäusen und Kaninchen, im Deichkörper beitragen.

Die **Böschungen der Banndeiche** sind mit Rasen zu bekleiden oder in Ermangelung desselben schon im Frühjahr mit Grassamen einzusäen, mit Rücksicht auf Wellenschlag aber mit einer äufseren vierfachen und einer inneren dreifachen, bei Verwendung sandiger Erde jedoch mit einer äufseren sechsfachen Anlage zu versehen. Thatsächlich besitzen sie meist nur eine zwei- bis dreifache, bisweilen auch noch geringere Anlage, und lassen erkennen, dafs die Ansicht, ob die äufsere oder die innere Böschung flacher zu halten sei, vielfach gewechselt hat. Eine für alle Fälle zutreffende Regel wird sich hierbei wohl auch nicht angeben lassen, da die Böschungsanlage sehr wesentlich durch den Wellenschlag, den gefährlichsten Feind der Deiche, bedingt

Digitized by Google

wird. Dieser tritt aber je nach der Localität nicht nur aufserhalb, sondern auch innerhalb des Deiches auf, indem auch das Binnenwasser bei Anschwellungen des Stromes steigt und oft ausgedehnte Wasserbecken bildet, welche, je nach der Windrichtung, nicht minder gefährliche Wellen erzeugen, als der Rheinstrom selbst. Immerhin tritt bei letzterem streckenweise noch der nachtheilige Einflufs der Strömung hinzu, so dafs dort die flache Böschung besonders nothwendig ist. Andererseits ist eine solche aber an der inneren Böschung, selbst vom Wellenschlage abgesehen, für den Fall einer Ueberfluthung der Deichkrone so wesentlich, dafs man sie vielfach zur Verhütung von Deichdurchbrüchen für nothwendig hält, um durch die flache Böschung den Ueberstürz des Wassers zu mäfsigen und die Zerstörung und Hinterwaschung des Deiches zu erschweren, oder doch wesentlich zu verzögern.

Rauhwehre finden sich als Befestigung der äufseren Böschung nur bei sogenannten Schaardeichen vor Deichstrecken in der Nähe des anfallenden Stromes und der Wayen, haben übrigens auch den Nachtheil, dafs sie die unter ihnen entstehenden Böschungs-Auskolkungen, welche oft gefährliche Dimensionen annehmen können, der Controle entziehen. Wo der Deich hart am Strome liegt, ist durch Anlage von Buhnen auf Verlandung, also auf Bildung von Vorland hingewirkt, oder auch durch massive, meist vom Staate erbaute Deckwerke der äufsere Deichfufs gesichert und die Deichböschung durch Pflasterung und Ziegelschutt befestigt, während an der Innenseite dort, wo sich Wayen vorfinden, Faschinendeckwerke von der Wayensohle ab bis zum höchsten Binnenwasserstande hinaufreichen. Da die Schaardeiche stets besonderer Gefahr ausgesetzt sind, haben sie in der Regel eine gröfsere Stärke und Höhe als anderwärts. Dem weiteren Nachtheil der Wayen, Zuleitung des Aufsenwassers in das Binnenland, wird durch die schon früher erwähnten, entsprechend hoch angelegten Quelldämme, Umwallungen von etwa 1 m Kronenbreite und $1\frac{1}{2}$ facher Böschungsanlage, begegnet.

Nach den Bestimmungen des Deichreglements sind übrigens die Wayen, wenn irgend thunlich, durch Verlegung der Deiche dem Vorlande zu überweisen.

Die Krone der Banndeiche soll bei Verwendung guter Erde mindestens $3,_{77}$ m (12 Fufs) breit sein, an der inneren Seite $0,_{31}$ m (1 Fufs) höher liegen und durch besten Boden abgedeckt werden. Vielfach haben die Deichkronen als Communicationswege Verwendung gefunden, sind daher dort entsprechend breiter angelegt und mit Kies befestigt worden. Man ist jedoch, namentlich in den letzten Decennien, bestrebt gewesen, den Verkehr von den Deichen auf andere, zum Theil neugeschaffene Wege zu verlegen, indem sowohl die Geleise der Fuhrwerke, als auch das Betreten durch Personen die Widerstandskraft der Deichkrone verringert und dies namentlich bei etwaigen Ueberfluthungen der letzteren die Entstehung von Durchbrüchen begünstigt. Der Ueberfluthung widerstehen erfahrungsmäfsig am besten gut beraste Deichkronen, sie sind daher auch meist berast und werden ebenso wie die Böschungen und angrenzenden Wiesen zur Viehweide benutzt, während bei Deichen anderer Flüsse das Betreten des Deichkörpers durch Vieh streng verboten ist. Am Niederrhein würde ein solches Verbot gar nicht durchführbar sein, weil die einzelnen Weidegrundstücke in der Regel vom Binnenlande aus bis an den Strom reichen und dem Weidevieh der Uebergang über die, die Weiden durchschneidenden Deiche gestattet werden mufs, zudem hält man aber auch das Betreten der Böschungen und der Krone durch Weidevieh, behufs steter Comprimirung und Düngung dieser Flächen, sowie behufs Beseitigung der Höhlungen der Maulwürfe und Mäuse für sehr vortheilhaft. Thatsächlich sind denn auch die Böschungen und Kronen, obwohl sie keine gleichmäfsig geebneten Flächen zeigen, nicht nur gut befestigt, sondern auch mit üppigem Graswuchs bedeckt. Da das Weidevieh nicht gehütet wird, vielmehr vom Frühjahr bis zum Herbst ununterbrochen Tag und Nacht auf den Weiden sich selbst überlassen bleibt, sind die Grenzen der einzelnen Grundstücke durch sogenannte Frechtungen, einfache Umzäunungen von Holzstangen, umzogen, welche ebenfalls die Deiche überschreiten und den Verkehr auf letzteren wesentlich behindern.

Die Höhe der Banndeiche ist nach dem Deichreglement keine constante, die Krone soll die bekannte höchste eisfreie Fluth stets um $0,_{31}$ m überragen, bei Eisstopfungen aber durch Aufkahdung — provisorische Errichtung kleiner Erddämme auf den Deichkronen — dem Bedürfnifs entsprechend erhöht werden. Der höchste bekannte eisfreie Wasserstand des Rheins war bis zum Jahre 1876 derjenige vom 30. und 31. Januar 1846 mit $7,_{22}$ m am Reeser Pegel, am 15. März 1876 trat aber ein solcher von $7,_{50}$ m R. P. ein, so dafs zur Zeit die Banndeichshöhe nach dem Reglement $7,_{81}$ m betragen würde. In Wirklichkeit liegen die Deiche aber viel höher und ihre Höhe ist noch immer keine gleichmäfsige. Erst in den letzten Decennien sind correcte Längennivellements der Deichkronen aufgenommen worden, welche ergeben haben, dafs die stetig fortgesetzten Deicherhöhungen manche Unregelmäfsigkeiten erzeugt haben. Dies erklärt sich wesentlich aus dem bei den Deichvorstärkungen bethätigten Bestreben jeder einzelnen Deichschau, vor Allem ihre Banndeichstrecke möglichst hoch zu halten und dadurch in erster Reihe die eigenen Interessenten gegen Ueberlauf bezw. Durchbruch der Deichstrecke zu sichern. Diesem Streben folgten aber gar bald auch die benachbarten und gegenüberliegenden Deichschauen, und dies Verfahren wiederholte sich stetig, so dafs die meisten Deiche zur Zeit die Höhe von $8,_{80}$ m bis $9,_{10}$ m a. R. P. besitzen, also nicht, wie das Reglement vorschreibt, $0,_{31}$ m, sondern $1,_{30}$ bis $1,_{60}$ m über dem höchsten eisfreien Wasserstande des Jahres 1876 liegen. Mit derartigen Deicherhöhungen gingen zunächst die niederländischen Deichschauen auf dem rechten Ufer der Waal vor und brachten hierbei ihre Deiche bis zur Höhe von $9,_{42}$ m a. R. P.; sodann folgten die oberhalb belegenen preufsischen Deichschauen Düffelt, Rindern und Cleverhamm (XX—XXII), und dies führte zu dem Beschlufs, die ganze linksseitige Deichlinie von Calcar bis Wyler, sowie die rechtsseitige von unterhalb Wesel bis zur niederländischen Grenze nicht nur entsprechend zu erhöhen, sondern überhaupt in einen normalen Zustand zu versetzen. Schon im Jahre 1860 war ein einheitlicher Normalisirungsplan aufgestellt, höchsten Orts genehmigt, und zu seiner Durchführung die Unterstützung der Deichschauen seitens des Staats durch Ueberweisung unverzinslicher Darlehen in's Werk gesetzt worden. Locale Verhältnisse, die Gestaltung des Flufsbetts, die Situation der vorhandenen Deiche und Rücksichten auf zu be-

Digitized by Google

fürchtende Eisverstopfungen gaben jedoch zu verschiedenen Modificationen der auf $8,_{80}$ m (28 Fufs) festgesetzten Normalhöhe Veranlassung, und es resultirten auch aus der an und für sich richtigen, in praxi jedoch auf Schwierigkeit stofsenden Forderung, das Längengefälle der Deichkrone nicht gleichmäfsig nach der Länge der Deiche, sondern nach der Länge des Stromes und den Projectionen der Stromkrümmungen entsprechend anzuordnen, sowie auch aus der, durch Stromsohlenveränderung und Wechsel des Gefälles bei verschiedenen Wasserständen entstehenden Variabilität des Wasserspiegels noch mannigfache Modificationen, so dafs eine gleichmäfsige, den Hochfluthen genau entsprechende Höhe der Deiche auch am Niederrhein, ebensowenig wie an anderen Strömen, zur Zeit vorhanden ist. Die gröfste Höhe erreichen die linksseitigen Deiche der Deichschau Düffelt mit $9,_{10}$ m, während die Höhe der oberhalb belegenen zwischen $8,_{16}$ bis $8,_{80}$ m a. P. variirt.

Da sich die Stromsohle, wenn auch nur langsam, so doch stetig erhöht und mit ihr auch der Wasserstand stetig steigt, so wird auch die jetzige Normaldeichhöhe zukünftig zweifellos wieder vermehrt werden müssen, und da das in der Höhenlage constant bleibende Binnenland demgemäfs immer mehr seine natürliche Entwässerung verliert, das Binnenwasser aber dem wachsenden Aufsenwasserstande entsprechend ebenfalls stetig steigt, so wird schon die Rücksicht auf Entwässerung der Polder für die Folge entweder zur Anlage von Wasserhebewerken oder aber zur Beseitigung der Banndeiche und Umwandlung derselben in Sommerdeiche führen müssen, wofür indefs auch noch andere hier nicht näher zu erörternde Gründe sprechen.

Die Rampen der Banndeiche, sowohl zur Verbindung der Wege des Vor- und Binnenlandes, als auch zur Verbindung dieser Wege mit den auf der Deichkrone theilweise noch vorhandenen Communicationsstrafsen dienend, zeigen je nach der Localität verschiedenartige Anordnung. Theils liegen sie parallel zur Längenaxe der Deiche, theils schief- und stumpfwinkelig zu derselben, bald sind sie stromaufwärts, bald auch stromabwärts gerichtet.

Bei einzelnen Deichübergängen sind zur Verminderung der Länge und Höhe der Rampen Deichdurchfahrten, auch Wasserthore genannt, angelegt. Es sind dies, durch Seitenmauern begrenzte Deichlücken, in denen der Scheitel der Ueberführung oft erheblich niedriger liegt, als die Deichkrone. Bei Hochwasser werden sie durch zwei Reihen Dammbalken und dazwischen eingestampften Dünger oder Kleiboden bis zur Deichkrone geschlossen. Auf Blatt 57 ist in Fig. 4 bis 7 eine Wege- und in Fig. 8 bis 10 eine Chaussee-Ueberführung im Xanten-Wardter Banndeich (1) dargestellt. Erstere hat nur 3 m, letztere aber, bei der es sich um die Ueberführung der vom Rhein nach Xanten führenden Chaussee handelt, 14 m Breite. Um diese erhebliche Lücke bei Hochwasser abschliefsen zu können, sind die Seitenmauern mit Dammfalzen versehen und diesem entsprechend in den Chausseekörper vier eiserne Rohre von 12 cm innerem Durchmesser und $0,_{90}$ m Länge eingelassen, welche für gewöhnlich in der Chausseekrone mit Deckeln verschlossen werden. Bei Hochwasser nehmen dieselben Holzstiele mit Dammfalzen auf und es werden dann nur 8 cm starke Dammbalken mit Dünger oder Kleiboden im Zwischenraum zum Abschlufs der Deichlücke angebracht.

Die Sommerdeiche sind nach dem Clever Deichreglement ebenso wie die Banndeiche herzustellen, unterliegen jedoch bezüglich ihrer Dimensionen und ihrer Höhenlage besonderen, übrigens auch noch nicht durchgeführten Bestimmungen. Die äufseren Böschungen sollen vierfache, die inneren zur gröfseren Widerstandsfähigkeit beim Ueberlauf des Wassers aber sechsfache Anlage erhalten und letztere ist noch dort zu vermehren, wo sich die Sommerdämme auf hochbelegenen Terrains befinden, damit die Deiche hier durch niedrige Lage ihrer Krone als Ueberläufe verwendet werden können. Ihre Kronenbreite ist auf $1,_{88}$ m bis auf $2,_{51}$ m je nach der Höhe, letztere aber mit Rücksicht auf den Abflufs des Hochwassers, welches durch die Sommerdeiche möglichst wenig behindert werden soll, auf $5,_{34}$ m am Pegel, entsprechend dem älteren Pegelmaafs von $4,_{70}$ m festgesetzt. Diese Höhe kann aber auch, falls die Sommerdeiche Baustellen oder Wohnungen schützen, bis auf 5 m und, falls sie dem Anfall des Stromes ausgesetzt sind, bis auf $5,_{65}$ m a. P., ausnahmsweise sogar bis zur Banndeichshöhe, immer aber nur dann vermehrt werden, wenn für das Hochwasserprofil des Rheines noch eine Breite von $1054,_{5}$ m (280 Ruthen) verbleibt.

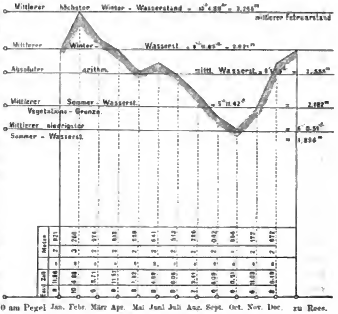
Zur besseren Orientirung über die Höhenverhältnisse sind nachstehend die Resultate der Pegelbeobachtungen des Rheins an dem für die hier behandelten Deichstrecken maafsgebenden Hauptpegel zu Rees mit der betreffenden Wasserstandscurve mitgetheilt.

Bekannter höchster Wasserstand am 4. Februar 1850

= 26' 6" = $8,_{317}$ m.

Wassertandscurve des Rheinstromes am Pegel zu Rees

für die Jahre 1823 bis incl. 1871.



Bekannter niedrigster Wasserstand am 2. Decbr. 1864

= 1' 3" = $0,_{392}$ m unter 0.

Digitized by Google

Tabelle der mittleren Monatswasserstände des Rheinstromes am Pegel zu Rees,
nach den täglichen Beobachtungen in den 49 Jahren 1823 bis incl. 1871.
(Mittel von 588 Monatsmitteln = 17897 Tagesmitteln.)

Monate	Mittlerer Pegelstand auf 0 am Pegel bezogen				Mittlerer Pegelstand auf das absolute Mittel = 8' 1,69" aus 588 Monatsmitteln bezogen				Bemerkungen.
	unter 0		über 0		unter dem absoluten Mittel		über dem absoluten Mittel		
	Fufs	Zoll	Fufs	Zoll	Fufs	Zoll	Fufs	Zoll	
Januar	—	—	8	11,86	—	—	0	10,17	1. Der höchste Punkt der Curve = 10' 4,88" Februar-Mittel = mittlerer höchster Winterwasserstand.
Februar	—	—	10	4,88	—	—	2	3,19	
März	—	—	9	5,71	—	—	1	4,02	
April	—	—	8	11,58	—	—	0	9,83	2. Der mittlere Winterwasserstand = 8' 11,85".
Mai	—	—	8	1,82	—	—	0	0,13	
Juni	—	—	8	4,98	—	—	0	3,39	3. Der tiefste Punkt der Curve = 6' 0,51" October-Mittel = mittlerer niedrigster Sommerwasserstand.
Juli	—	—	8	0,06	0	1,63	—	—	
August	—	—	7	3,41	0	10,28	—	—	
September	—	—	6	6,09	1	7,60	—	—	4. Der mittlere Sommerwasserstand = 6' 11,42" = Vegetationsgrenze.
October	—	—	6	0,51	2	1,18	—	—	
November	—	—	6	11,03	1	2,66	—	—	
December	—	—	8	6,15	—	—	0	4,46	5. Das absolute arithmetische Mittel aller 588 Monatsmittel von 1823 bis incl. 1871 = 8' 1,69".
			97	8,02	5	11,35	5	11,09	
			: 12 = Mittel aller 12 Monate gemittelt = 8' 1,69" = Absolutes Mittel von 49 Jahren.		: 5 — 1' 2,27" hierzu + 8' 1,69"		: 7 0' 10,16" hierzu + 8' 1,69"		
							8' 11,85" mittlerer Wasserstand = Mittel aller mittleren Monatsstände über 8' 1,69".		

6' 11,42" = mittlerer Sommerwasserstand = Mittel aller Monatsstände unter dem absoluten arithmetischen Mittel von 8' 1,69".

e. Deichdurchbrüche.

Der Zweck der Banndeiche besteht in der Sicherung des Binnenlandes gegen die Gefahren und Nachtheile der Hochfluthen und der Eisgänge. Indefs ist dieser Zweck ebenso wenig von den Banndeichen am Niederrhein, wie an anderen Flüssen stets erreicht, und haben sie also erfahrungsmäfsig keine absolute Sicherheit gegen Gefährdung der Niederung geboten. Dies wird auch trotz ihrer jetzigen Höhe und Stärke für die Zukunft nicht anders sein, da Durchbrüche hauptsächlich aus dem Zusammentreffen von Hochfluthen und Orkanen, sowie aus Eisverstopfungen des Strombettes, also aus zeitweise eintretenden, ganz unabwendbaren Veranlassungen resultiren, und diese nur in Bezug auf die Gestaltung des Strombettes entsprechend gemildert werden können. Die in sinkstoffführenden Flüssen, wie der Niederrhein, vorhandenen abgelagerten Sinkstoffbänke, welche die Eisstopfungen begünstigen, oft sogar direct verursachen, lassen sich nicht beseitigen; man wird nur durch rationelle Regulirung des Flufsbettes und Herstellung regelmäfsiger Abflufsprofile für alle Wasserstände die Gefahr der Eisstopfungen und der hierdurch erzeugten Deichdurchbrüche vermindern können, ein Zustand, der jedoch in absehbarer Zukunft gar nicht zu erwarten ist. Zur Zeit wechseln die Hochwasserprofile noch vielfach, überall aber, wo der Strom aus einem engen Profil plötzlich in ein weites tritt, seine Wassermassen also dann ausbreitet und deren Tiefe und Geschwindigkeit mäfsigt, finden, wie auch die Erfahrungen am Niederrhein bestätigen, die in ihrer Bewegung verzögerten Eisschollen Gelegenheit, sich auf den Untiefen festzusetzen, den neu zugeführten aber den Weg zu versperren und ein Ueber-, Unter- und Nebeneinanderschieben derselben zu veranlassen. Dies setzt sich dann oft in solchem Umfange fort, dafs die Hochwassermasse nicht mehr das erforderliche Abflufsprofil findet und nun oberhalb der Eisstopfung so lange anstaut, bis sie in Folge des gröfseren Wasserdruckes entweder die Eisstopfung und mit ihr die Gefahr beseitigt, oder aber die Banndeiche überfluthet und die Deiche durchbricht, um als verheerender Strom in das Binnenland zu stürzen und dort unberechenbare Beschädigungen anzurichten. Auf diese Weise sind auch am Niederrhein zahlreiche Eisverstopfungen entstanden, so beispielsweise wiederholt auf der Strecke der Deichschauen Vynen-Obermörmter bezw. Reh und Renn (III und XXXV). Letztere haben dann gewöhnlich in der oberhalb belegenen Deichstrecke Xanten-Wardt Deichdurchbrüche veranlafst. So durchbrach der Deich dort beim Eisgange am 2. und 3. März 1855 an vier verschiedenen Stellen, indem das durch die Eisstopfung angestaute Wasser sehr bald die Deichkrone erreichte, sie sodann überfluthete und schliefslich auf einzelnen Strecken um 0,40 m überragte. Dieser Zustand soll mehrere Stunden angedauert haben, wobei nach Angabe von Augenzeugen alle Deichstrecken mit berasten Kronen und inneren Böschungen von 3- bis 4facher Anlage erfolgreich Widerstand leisteten, steilere innere Böschungen aber vom überstürzenden Wasser abgewaschen und zerstört wurden, in Folge dessen denn auch der übrige Deichkörper hier bald nachstürzte und völlig durchbrach. Ein derartiger Durchbruch, unweit der Beek bei Xanten, ist in Fig. 1 bis 3 Blatt 57 dargestellt, auch der später neu hergestellte Deich in punktirten Linien eingetragen. Es ergiebt sich hieraus, dafs an der Durchbruchsstelle umfangreiche Terrainauskolkungen, stellenweise bis zu 18,8 m Tiefe, entstanden sind, die zum Theil noch heute bestehen, da man sie bei Wiederherstellung des Deiches dem Binnenlande überlassen und nicht wieder ausgefüllt hat.

2. Ent- und Bewässerungsanlagen.

Sämmtliche in den Bann- und Sommerdeichen vorhandenen, der Ent- und Bewässerung dienenden Siele werden am Niederrhein Schleusen genannt. Soweit diese zur Zeit

Digitized by Google

in den Banndeichen liegen, dienen sie ausschliefslich zur Entwässerung des Binnenlandes, und es gehört hierzu auch die Kammerschleuse des schiffbaren Spoy-Canals bei Brienen, da auch diese das Binnenwasser abführt. In den Sommerdeichen sind dagegen neben Entwässerungs- oder Auslafsschleusen auch Bewässerungs- oder Einlafsschleusen vorhanden, aufserdem erfolgt die Bewässerung der Sommerpolder noch durch Ueberläufe.

a. Entwässerungsschleusen.

Dieselben vermögen nur in denjenigen Zeiten zu functioniren, in denen der Rheinwasserstand niedriger liegt, als der Binnenwasserstand. Theils sind sie an den Aufsenhäuptern mit Stemmthoren, theils auch nur mit einfachen Holzthüren versehen, welche sich bei höherem Aufsenwasser selbstthätig schliefsen und dann sowohl den Eintritt desselben in das Binnenland, als auch die Entwässerung des letzteren verhindern. In Folge der sich in dieser Zeit durch atmosphärische Niederschläge sowohl, als durch Quellungen im Binnenlande bildenden, keinen Abflufs findenden Wassermassen hebt sich der Binnenwasserstand zeitweise bis zur nachtheiligen Ueberfluthung der Polder, ein Zustand, der oft Monate lang anhält und erst durch den sinkenden Aufsenwasserstand, bei dem sich die Schleusenthore wieder selbstthätig öffnen und dann der Abflufs des Binnenwassers durch die Schleusen erfolgt, geändert wird. Die Abflufsmenge des Binnenwassers entspricht jedesmal der Höhe des Aufsenwasserstandes und der lichten Weite der Schleuse. Berechnungen der Gröfse des Durchflufsprofils der Schleusen sind wahrscheinlich nicht angestellt worden, hätten auch nur wenig nützen können, da bei dem sehr verschiedenartigen Sinken des Rheinwasserstandes der Abflufsprofilinhalt sehr variabel ist und daher der für eine etwaige Berechnung zu Grunde gelegte Hauptfactor nur selten in der Wirklichkeit zutrifft. Bei Umbauten der Schleusen folgt man denn auch heute noch den in früheren Zeiten empirisch angenommenen lichten Weiten der Schleusen, legt indessen die Drempel meist tiefer, als früher an. Letztere sollen nach dem Clever Deichreglement eine Tiefenlage von mindestens $0,_{31}$ m unter der Sohle der betreffenden Hauptentwässerungs-Gräben erhalten. Aufser diesen Hauptgräben, welche von der ganzen Schau angelegt und zu unterhalten sind, daher auch Schaugräben genannt werden, bestehen noch zahlreiche Nebengräben, deren Anlage und Unterhaltung den einzelnen Grundbesitzern obliegt, denen es freisteht, auf ihrem Grund und Boden soviel reglementsmäfsige Gräben zu ziehen und diese in die Haupt- oder Nebengräben zu leiten, als zur Entwässerung ihrer Grundstücke ihnen zweckmäfsig erscheint, doch dürfen hierdurch Nachbargrundstücke nicht geschädigt werden.

Von den in den Banndeichen des rechten Ufers vorhandenen Entwässerungs- oder Auslafsschleusen sind auf Blatt 57, Fig. 11 bis 15 und Blatt 59, Fig. 1 bis 3 zwei der gröfseren und zwar diejenigen der Deichschauen Niederhetter (XXXXIII) and Haffen (XXXVI) dargestellt. Beide Schleusen, massiv aus Ziegeln erbaut, besitzen Stemmthore, welche aufser an den Drempeln, auch noch oben an die, in Scheitelhöhe der Gewölbe eingelassenen und der Lage der Drempel entsprechenden Hausteine anschlagen. Bei der Niederhetter, der sogenannten Löwenberger Schleuse, sind zum Ein- und Ausbringen der relativ langen und schweren Dammbalken Windevorrichtungen angebracht, bei der Haffen'schen Schleuse bedurfte es derselben nicht, da hier die Dammbalken nur $2,_{50}$ m Länge messen. Das Nähere erhellt aus den Zeichnungen.

Auf dem linken Ufer ist das bedeutendste Bauwerk die, den Banndeich der Deichschau Cleverhamm (XX) durchziehende, zum Spoy-Canal gehörige Kammerschleuse, die sogenannte Spoy-Schleuse bei Brienen (cfr. die Zeichnungen auf Blatt 58). Schon in alter Zeit bildete hier ein Wasserlauf als Spoy-Graben die Schifffahrtsverbindung zwischen dem Rhein und der Residenz der Herzöge von Cleve, und es bestand auch schon lange bei Brienen eine Schifffahrtsschleuse, welche gleichzeitig mit dem Ausbau des Spoy-Canals in den Jahren 1844 bis 1847 durch die jetzt vorhandene massive Kammerschleuse mit Drehbrücke ersetzt worden ist.

Gespeist wird der Canal durch die auf den Höhen bei Cleve entspringenden Quellen, deren Wassermassen sonach durch die Spoy-Schleuse nach dem Rhein bei entsprechenden Wasserständen desselben abgeführt werden. Bei Ueberfluthung des Binnenlandes, welche zeitweise sowohl durch atmosphärische Niederschläge als auch durch Quellwasser vom Rhein aus erzeugt wird, dient die Spoy-Schleuse ebenfalls, soweit es der Aufsenwasserstand gestattet, zur Entwässerung des Polders.

Die Schleuse mufste, abweichend von den gewöhnlichen Kammerschleusen, mit vier Thorpaaren versehen werden, da der höhere Wasserstand bald im Ober-, bald auch im Unter-Canal liegt. Das stromseitig im Unterhaupt vorhandene Fluththorpaar schützt die Deichschau gegen das Eindringen der höchsten Rheinfluthen, während die drei übrigen Thorpaare nur demjenigen Binnenwasserstande des Canals entsprechen, bei welchem die Schifffahrt und das Durchschleusen aufhört. Dieser Wasserstand liegt $0,_{30}$ m unter der Oberkante der Schleusenmauern. Die Länge der Schleusenkammer beträgt 43 m, die Breite 7 m, die inneren Thorpaare sind 5 m, die Fluththore 9 m hoch und sämmtlich aus Holz construirt. Das Oeffnen derselben erfolgt durch gerade Zahnstangen und Vorgelege.

Zwischen den beiden Thorpaaren des Aufsen- oder Fluthhaupts überschreitet der hier auf der Deichkrone befindliche Leinpfad den Canal in Höhe des Banndeiches mittelst einer 3 m breiten Drehbrücke aus Holz construirt, welche (Blatt 58) bei einer lichten Weite von 7 m aus zwei einarmigen Drehbrücken besteht, deren längere Arme $3,_{8}$ m, deren kürzere aber $3,_{3}$ m Länge messen. Jede Drehbrücke ruht auf einem Centralzapfen und zwei Laufrädern, wobei das gröfsere derselben als Triebrad zum Ausschwenken dient und mittelst Vorgelege nach den mitgetheilten Detailzeichnungen, aus denen auch die sonstigen Constructionen erhellen, bewegt wird. Die Brücke hat sich in allen Theilen gut bewährt.

Wie in den Banndeichen, so sind auch in den Sommerdeichen zahlreiche kleinere Entwässerungsschleusen vorhanden, deren gebräuchlichste Constructionen aus den Zeichnungen auf Blatt 59 Fig. 4 bis 12 hervorgehen. Bei durchweg massiver Anlage sind sie meist gewölbt, in den Sommerdeichen jedoch auch nur mit hölzernen, leicht entfernbaren Laufbrücken versehen, theils haben sie Stemmthore, theils auch nur einfache Thüren, welche in der Regel an einen,

Digitized by Google

im Mauerwerk des Aufsenhauptes eingelassenen Holz- oder Steinrahmen anschlagen. Eine künstliche Fundamentirung findet sich bei den kleineren Sommerdeichschleusen nur selten vor, kann auch entbehrt werden, da bei der Bodenbeschaffenheit und dem allmäligen Abflufs des Binnenwassers eine Unterspülung nicht zu erwarten steht.

b. Bewässerungsschleusen.

In neuerer Zeit sind in den Sommerdeichen auch mehrfach Bewässerungs- oder Einlafsschleusen angelegt worden, nachdem man sich überzeugt hat, dafs die Zuleitung von fettem Rheinwasser in die Sommerpolder zur Zeit der tiefer als die Deichkrone liegenden Wasserstände während des Winters von grofsem Vortheil ist. Wo derartige Bewässerungsschleusen noch nicht bestehen — ihre Zahl nimmt aber stetig zu —, laufen die Polder erst nach Ueberfluthung der Deiche ein. Damit nun diese hierbei keine Beschädigung erleiden, ist in der Regel eine Deichstrecke etwas niedriger angelegt und dieselbe mit sehr flachen inneren Böschungen versehen. Derartige Deichstrecken, welche man Ueberläufe nennt, befinden sich gewöhnlich auf hoch belegenen natürlichen Terrainerhebungen, wo es denn nur mäfsig hoher Deiche bedarf; oft bildet auch die natürliche Terrainhöhe selbst den Ueberlauf, und es besteht der Zweck desselben aufser in der Bewässerung des Polders auch noch darin, durch Herbeiführung eines höheren Binnenwasserstandes die Deiche dem einseitigen Druck des sonst höheren Aufsenwassers zu entziehen und sie dadurch vor Beschädigungen und Durchbrüchen zu schützen. Immerhin aber liegen auch diese Ueberläufe noch so hoch, dafs sie gegen gewöhnliche Sommerfluthen Schutz gewähren, und dies hat den Nachtheil, dafs eine Ueberfluthung der Sommerpolder mit fettem Rheinwasser in manchen Jahren bei niedrigen Winterwasserständen gar nicht oder wenigstens nicht im gewünschten, zur Bewässerung nothwendigen Grade erfolgt. Diesem Uebelstande sollen die Bewässerungsschleusen begegnen, indem sie den Einlauf auch bei weniger hohen Wasserständen ermöglichen, hierdurch aber nicht nur eine häufigere, sondern wegen der Zufuhr gröfserer Schlickmassen auch eine wirkungsvollere Bewässerung gestatten. Die einfachste Construction der Bewässerungsschleusen zeigt Fig. 13 bis 15 auf Blatt 59. Während des Winters, gewöhnlich von November bis März, ist die Schleuse geöffnet, in der übrigen Zeit durch doppelte Dammbalken mit dazwischen eingebrachter Erde geschlossen, sie wird aber nöthigenfalls auch zur schnelleren Entwässerung des Polders mitverwendet.

Eine gröfsere, vom Verfasser ausgeführte Entwässerungsschleuse besteht nach den Zeichnungen Fig. 16 bis 22 auf Blatt 59 aus drei gewölbten, 1 m breiten und $1,_5$ m hohen Durchflufsöffnungen, welche mit Schützen versehen sind und bei allen, von der Sohle bis zur Deichkrone reichenden Rhein-Wasserständen beliebig geöffnet und geschlossen werden können. Die Schützen haben, wie in den Detailzeichnungen der Figuren 19 bis 22 dargestellt ist, Zahnstangen erhalten und diese greifen in die Zahnräder der, auf der Schleuse placirten Winden ein. Die Drehung der letzteren erfolgt durch eingesetzte Hebel, zwar langsam aber sicher.

Endlich ist in den Figuren 23 bis 25 auf Blatt 59 noch eine Schleuse, deren Anlage erst im Jahre 1879 im Sommerdeich der Grietherbusch-Praester Deichschau (XXXXVII) begonnen wurde, mitgetheilt, welche sowohl zur Ent- als auch zur Bewässerung dient und einer solideren Fundamentirung bedarf, weil sich, wegen der aus Sparsamkeitsrücksichten möglichst gering bemessenen lichten Weite der Schleuse zeitweise, und zwar bald an der Strom-, bald an der Binnenseite, ein erheblicher Stau am Bauwerk bilden kann und dieser dann ein starkes Durchströmen und Ueberfallen veranlafst. Wird nämlich die Schleuse zur Bewässerung benutzt, wobei die geöffneten Stemmthore in den Thornischen durch Ketten befestigt werden, so vermag bei schnellem Wachsen des Rheinwasserstandes die Schleuse die zur Füllung des Polders erforderliche Wassermasse nicht entsprechend schnell, sondern nur allmälig zuzuführen, so dafs der Wasserstand im Polder eine Zeit lang niedriger steht als das Aufsenwasser, während bei der Entwässerung, falls diese mit schnell fallendem Rheinwasser zusammentrifft, das Durchflufsprofil zum Abflufs ebenfalls nicht ausreicht, somit also auf der Binnenseite einen Stau erzeugt. Bei solider Construction der Schleusen erwächst aus der Verzögerung des Zu- und Abflusses kein Nachtheil, da es auf die, zur Angleichung des Staues erforderliche, relativ geringe Zeit nicht ankommt.

Die zuletzt erwähnte Schleuse ist vom Baumeister Grofsbodt, die in Fig. 16 bis 22 auf Blatt 59 vom Kreisbaumeister von Perbandt und die auf Blatt 58 vom Wasserbaumeister Böhm entworfen, während die Aufstellung der Projecte zu den übrigen mitgetheilten Bauwerken und ihre Ausführung durch die, seit Beginn dieses Jahrhunderts bis in die Neuzeit hinein als Ober-Deich-Inspectoren in Function gewesenen Wasserbau-Inspectoren erfolgt ist.

III. Unterhaltung der Deichanlagen.

Zu den wesentlichsten Aufgaben der Deichverwaltungsorgane gehört die sorgfältige Unterhaltung der Deichanlagen, da hiervon hauptsächlich der Bestand und die Wirksamkeit der Werke abhängt und Vernachlässigungen in dieser Beziehung die nachtheiligsten Folgen veranlassen können. Genügt doch oft eine einzige mangelhafte Stelle im Deiche zur Ausbildung eines Durchbruchs. Das Clever Deichreglement giebt daher auch für die Unterhaltungsarbeiten die bündigsten Vorschriften. Alljährlich zweimal, und zwar im Frühjahr und Herbst, sind sämmtliche Deichanlagen vom Deichstuhl unter Leitung des Ober-Deichinspectors zu bereisen und in allen Theilen eingehend zu besichtigen, über den Befund aber Protocolle aufzunehmen. Demgemäfs gelangen in der Regel bei der Frühjahrs-Deichschau, im April oder Mai, die erforderlichen Reparaturen an den Deichen, Rampen, Schleusen, Durchlässen, Brücken und Gräben zur Aufnahme und demnächstigen Veranschlagung, sodann wird auf den bald darauf folgenden, für jede Schau besonders abzuhaltenden Erbentagen von sämmtlichen Beerbten über die Ausführung und alles zur Sache gehörige Weitere berathen und Beschlufs gefafst, demnächst die Ausführung im Wege des öffentlichen Licitations-Verfahrens in Entreprise ausgegeben oder auch im Tagelohn bewirkt, und schliefslich bei der Herbstdeichschau im September oder October das Ausgeführte einer Revision und Abnahme unterzogen.

Bei diesen Bereisungen handelt es sich auch noch um Schlichtung der stets zahlreich vorliegenden Streitigkeiten unter den einzelnen Beerbten und den verschiedenen Deich-

Digitized by Google

schauen über ungehörige, oder nicht rechtzeitig oder auch gar nicht erfolgte Reinigung der Entwässerungsgräben, über Behinderung der Vorfluth, unzeitiges Ziehen der Schleusenschützen, unerlaubtes Erhöhen oder Erniedrigen einzelner Deichstrecken, mangelhafte Unterhaltung der Schleusen und Deiche, reglementswidriges Bepflanzen der Deichböschungen, Anlage von Gruben oder Gräben in deren Nähe etc. Hieraus ergiebt sich, dafs die einzelnen Beerbten sowohl, als auch die verschiedenen Deichschauen sich gegenseitig scharf controliren, und es ist dies in der That ein wirksames Mittel zur guten Unterhaltung der Deiche. Dasselbe ist aber auch von den reglementsmäfsigen Deichbereisungen zu sagen, welche aufserdem noch, obwohl sie bei dem erheblichen Umfang der Anlagen jedesmal eine Zeit von vielen Wochen in Anspruch nehmen, zur Aufrechterhaltung und Durchführung der Bestimmungen eine nothwendige und zweckmäfsige Anordnung bilden.

In früheren Zeiten wurde die Unterhaltung der Deichanlagen auf Grund der Deichordnung vom Jahre 1575 von den einzelnen Beerbten besorgt, indem einem jeden derselben eine, der Gröfse seines geschützten Besitzthums entsprechende Deichstrecke überwiesen war. Mancher Beerbte hatte in Folge dessen aber oft verschiedene, getrennt von einander liegende Strecken zu unterhalten und lag mit seinen, ebenfalls örtlich getrennten Grundstücken vielfach sehr entfernt vom Deich, so dafs ihm die Unterhaltung nicht nur kostspielig, sondern auch sehr beschwerlich wurde. Die hieraus entstehenden Ungleichheiten in der Behandlung der Unterhaltungsarbeiten und die verschiedenartigen Leistungen waren aber den Deichen nicht von Nutzen. Diesen Zustand beseitigte demnächst die jetzt noch gültige Deichordnung von 1767, indem sie die Unterhaltungspflicht innerhalb jeder Deichschau der Gesammtheit der Beerbten auferlegte, welche letzteren seit jener Zeit den Deichstuhl mit der Ausführung auf Kosten der Gesammtheit betraut haben. Die specielle Aufsicht führen hierbei die Heimräthe, deren jeder eine gewisse Deichstrecke unter Oberaufsicht des Deichgräfen zu controliren hat.

Eine besondere Sorgfalt verlangt das Deichreglement während der Zeit der Hochfluthen und Eisgänge des Rheins. Sobald dieser die Höhe von $5_{,65}$ m (= 5 m älteres Pegelmaafs) am Reeser Pegel erreicht, sowie auch jedesmal dann, wenn der Eisgang bevorsteht, hat der Deichgräf mit den Heimräthen bis nach überwundener Gefahr die Deiche Tag und Nacht zu bewachen, auch alle erforderlichen Anordnungen zu treffen, zu deren Durchführung die erforderlichen Mannschaften zu requiriren und rechtzeitig auf den Depotplätzen und den besonders gefährdet erscheinenden Stellen Deichschutzmaterialien — Faschinen, Stroh und Pfähle — aufstellen zu lassen. In Nothfällen können die Deichschutzmaterialien überall, wo sie sich finden, gegen Entschädigung genommen werden, „wenn auch“, wie es im Deichreglement heifst, „die Sparren von den Dächern abgegraben werden müfsten.“

Während der Dauer der Hochfluthen und Eisgänge erhalten die Deichgräfen seit den letzten Decennien täglich Wasserstandsnachrichten, welche nach einer speciellen Verordnung der Königlichen Regierung zu Düsseldorf zu übermitteln sind, und zwar gehen die in Cöln über die dortigen Wasserstände aufgegebenen Depeschen zunächst den betreffenden Wasser-Bauinspectoren zu Düsseldorf und Wesel zu, werden von diesen sofort an die Landräthe und Bürgermeister expedirt und von dort aus den Deichgräfen zugestellt.

Hauptgegenstand der Deichbewachung und der Deichschutzarbeiten ist es, rechtzeitig den Wirkungen des Wellenschlages entgegenzutreten und Durchquellungen, sowie Senkungen der Deiche abzuwenden, eintretenden Falls aber sie zu beseitigen. Gegen den Wellenschlag und zur Verhütung gröfserer Abspülungen sollen Stroh- und Faschinen-Wiepen an die, den Wellen ausgesetzten Deichböschungen angebracht und durch Pfähle befestigt, Quellungen durch Nachgrabung und Verstopfung mit Stroh, Erde und Pfählen oder auch durch Beschwerung mit Erdmaterialien, Senkungen aber durch Faschinen, Stroh und Erde möglichst unschädlich gemacht werden. Endlich sind bei sehr hohen, aus Eisstopfungen resultirenden Wasserständen Kaden behufs Erhöhung der Deiche zu errichten und sämmtliche Deichvertheidigungsarbeiten durch den Ober-Deichinspector zu leiten.

Berlin 1880. J. Schlichting.

Neuere Beobachtungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers.

Da die Beziehung zwischen dem Gefälle und der Tiefe zur Geschwindigkeit des Wassers in Strömen und Canälen noch keineswegs mit Sicherheit festgestellt ist, hat in neuster Zeit der Captain Allan Cunningham, erster Assistent des Thomason-College der Civilingenieure in Roorkee (Ostindien) hierüber sehr ausgedehnte Messungen ausgeführt und veröffentlicht. Indem derselbe diese mir mittheilte, sprach er zugleich den Wunsch aus, dafs auch die deutschen Ingenieure hierauf aufmerksam gemacht werden möchten. Ich fühle mich dazu um so mehr verpflichtet, als diese Beobachtungen nicht nur viel zahlreicher sind als alle früheren, sondern auch so vollständig mitgetheilt werden, dafs man sie ins Detail verfolgen kann. Der Verfasser hat auch, wie er sagt, auf das strengste den wichtigen Grundsatz befolgt, keine Messung als ungültig anzusehn, die nicht schon bei der Ausführung als solche, oder als zweifelhaft bezeichnet war. Er hat sonach keine derselben wegen Mangel an Uebereinstimmung mit den übrigen unterdrückt. Dafs die Resultate hierdurch in hohem Grade an Sicherheit gewinnen, ist an sich klar.

Aus der Beschreibung [1]) ergiebt sich, dafs die Beobachtungen auf Kosten des Thomason-College mit Unterstützung der englischen Regierung in der Zeit vom December 1874 bis April 1879 ausgeführt wurden, und dabei vielfach untere Officiere zu Hülfsleistungen commandirt waren.

---

1) Roorkee hydraulic experiments by Capt. Allan Cunningham R. E. Roorkee 1881 — Vol. I (Text) enthält die allgemeine Beschreibung des ganzen Unternehmens, Vol. II (Tables) die specielle Mittheilung der Messungen und Vol. III (Plates) Situationen, wie Längen- und Querprofile u. dgl. in einfachen Linien dargestellt.

Digitized by Google

Indem Cunningham die Bewegungen des strömenden Wassers möglichst verfolgen wollte, stellte er mit verschiedenen Apparaten zahlreiche Geschwindigkeits-Messungen an, und versuchte auch, das Gesetz der Aenderung der Geschwindigkeit in verschiedenen Tiefen daraus herzuleiten. Besonders wichtig erscheinen aber die Beobachtungen, welche sich auf die Lösung der Eingangs erwähnten Aufgabe beziehn, die für die Hydrotechnik von der höchsten Bedeutung ist, und mit der besonders in neuerer Zeit die Ingenieure sich oft beschäftigt haben. Beim gegenwärtigen Stande der Hydraulik ist es gewifs unmöglich, durch wissenschaftliche Betrachtungen das betreffende Gesetz darzustellen, insofern die innern Bewegungen der Masse, durch die verschiedensten Umstände veranlafst, zwar sehr auffallend sich zu erkennen geben, aber in Betreff ihrer Wirkungen, also namentlich auf Verminderung der lebendigen Kraft, jeder nähern Untersuchung sich entziehn. Bei allen Geschwindigkeitsmessungen, und vorzugsweise in stärkerer Strömung, bemerkt man, wie an derselben Stelle, also in demselben Punkt eines Querprofils, die Geschwindigkeit bald gröfser und bald geringer wird. Auch die Richtung der Bewegung verändert sich fortwährend, wie schon verschiedene hinter einander schwimmende Körper bei sorgfältiger Betrachtung erkennen lassen. Noch auffallender ist es aber, dafs der Wasserspiegel nicht dauernd in gleicher Höhe bleibt, sondern in kurzen Perioden abwechselnd sich hebt und senkt. Auf diese Umstände macht der Verfasser aufmerksam, und ich kann seine Angaben nur bestätigen, indem ich noch hinzufüge, dafs ich einst an der Mosel, und zwar an einer Stelle, wo dieselbe durch Buhnen stark eingeschränkt war und mit ungewöhnlicher Heftigkeit strömte, den Wasserspiegel in der Periode von 1 bis 2 Minuten sogar um 3 Zoll ansteigen und wieder sinken sah.

Es ergiebt sich hieraus, dafs man auch nicht erwarten darf, aus Beobachtungen das Gesetz über die gleichförmige Bewegung des Wassers in Strömen so sicher herzuleiten, dafs es sich an jede sorgfältige Messung scharf anschliefst. Nichts destoweniger wiederholt sich im Wasserbau und selbst bei Landesculturen fortwährend die Frage, welches Profil man einem Stromarm, oder einem Durchstich, oder einem gröfsern oder kleinern Entwässerungscanal geben soll, damit derselbe, ohne einen nachtheiligen Aufstau zu veranlassen, bei gegebenem relativen Gefälle eine gewisse Wassermenge abzuführen im Stande ist. Es wäre hiernach schon ein wesentlicher Gewinn, wenn man eine Formel hätte, durch welche die Beziehung zwischen der mittlern Geschwindigkeit, der mittiern Tiefe und dem relativen Gefälle auch nur annähernd richtig ausgedrückt würde. Der Lösung dieser Aufgabe tritt vorzugsweise der bisherige Mangel an zuverlässigen Beobachtungen entgegen. Um so wichtiger sind daher die in Rede stehenden Messungen, die in Betreff der sorgfältigen Ausführung allen Anforderungen zu entsprechen scheinen, wenn sie gleich stärkere Strömungen nicht umfassen.

Der Wasserlauf, an dem diese Beobachtungen angestellt wurden, ist der Ganges-Canal, der bei einer Länge von 350 englischen Meilen vom Eintritt des Ganges in die Ebene bei Hardwar sich bis zur See bei Cawnpore erstreckt. Derselbe erschien für den vorliegenden Zweck besonders geeignet, indem er von scharfen Krümmungen frei, auch in längern Strecken nahe von gleicher Breite und Tiefe ist. Im obern Theil mifst seine Breite etwa 190 Fufs und seine Tiefe 10 Fufs. Er führt bei vollem Ergufs ungefähr 7000 Cubikfufs Wasser in der Secunde ab. Viele Bewässerungsgräben, meist von etwa 20 Fufs Breite, zweigen sich auf beiden Seiten von ihm ab, woher er nach und nach geringere Dimensionen annimmt.

Er durchschneidet zwei Flüsse, für deren Durchführung durch verschliefsbare Stauwerke zu beiden Seiten gesorgt ist. Die Beschreibung der letztern wird nur angedeutet, dagegen ist die Ausführung der hydrometrischen Messungen sehr eingehend behandelt.

Auf den meisten Stationen wurden, sobald die frühern Wasserstände wieder eintraten, die Beobachtungen wiederholt, in einzelnen Fällen geschah dieses zwanzigmal und sogar darüber. Zuweilen ist dagegen die Wiederholung nur einmal erfolgt, oder sie fehlte auch wohl ganz. Vol. II enthält diese Zusammenstellungen vollständig, aus denen die Mittelwerthe aller einzelnen Messungen gezogen sind. Jede dieser bei gleichen Wasserständen auf derselben Station ausgeführten Gruppen, wird Reihe (serie) genannt.

In der Mittheilung dieser Reihen sind die Ergebnisse der einzelnen Messungen untereinander gestellt, und jede der letzteren enthält die folgenden Angaben:

1. den Tag, an welchem die Beobachtung gemacht wurde;
2. die gröfste Tiefe an dieser Stelle;
3. die Abweichung derselben gegen den aus der ganzen Reihe gezogenen Mittelwerth. Der Unterschied beträgt nur selten einen halben Fufs;
4. die mittlere Tiefe (hydrographic mean), eigentlich der Flächeninhalt des Querprofils dividirt durch den benetzten Umfang;
5. die Breite des Canals an dieser Stelle;
6. das Gefälle, das nach der Landesvermessung einige Meilen auf- und abwärts der Canal hat;
7. das durch besondre Messungen ermittelte relative Gefälle des Canals an dieser Stelle;
8. die Richtung und Stärke des Windes;
9. Bezeichnung des Chronometers, mit dem die Geschwindigkeit gemessen wurde. Dasselbe schlug stets halbe Secunden;
10. nunmehr folgen die mit Cabeoschen Stäben von passender Länge in den gleichweit von einander entfernten Verticalen gemessenen Geschwindigkeiten. Die Anzahl dieser Verticalen ist nach der Breite des Profils sehr verschieden, und steigt zuweilen bis achtzehn. Der Abstand jeder Verticalen von der Mittellinie, wie auch deren Tiefe ist dabei angegeben. Hiernach läfst sich also nicht nur das Querprofil construiren, sondern auch die abfliefsende Wassermenge, und daraus wieder die mittlere Geschwindigkeit berechnen. Endlich folgen in besondern Spalten:
11. die ganze Wassermenge und
12. die mittlere Geschwindigkeit an dieser Stelle.

Aus allen diesen Angaben für die einzelnen Messungen sind die Mittelwerthe für die ganze Reihe berechnet.

Wie bereits erwähnt, benutzte man zur Messung der Geschwindigkeit Cabeosche Stäbe, deren eine grofse Anzahl von verschiedenen Längen vorhanden war, und die immer

Digitized by Google

so gewählt wurden, dafs ihre untern Enden nicht weit vom Grunde entfernt blieben, ohne denselben jedoch auf ihrem Wege zu berühren. Indem sie aber keineswegs die Richtung des Canals genau verfolgten, vielmehr sich der Linie der stärksten Strömung immer näherten, so durfte man sie nicht zu weit treiben lassen, und mufste zuweilen die Endpunkte des zu durchlaufenden Weges bis auf 50 Fufs einander nähern. Diese Endpunkte waren durch zwei normal über den Canal gespannte Leinen bezeichnet, und in diese hatte man übereinstimmende Marken eingeknüpft, welche die Stellen der Verticalen angaben, in denen die Geschwindigkeiten gemessen wurden. Der Durchgang des Stabes unter beiden Leinen wurde jedesmal von demselben Beobachter gemessen, der also in der Zwischenzeit den betreffenden Weg zuweilen laufend zurücklegen mufste. Ein Gehülfe verfolgte zugleich mit einem Astrolabium den Stab, um die Abstände desselben von den betreffenden Marken in der Leine zu bestimmen.

Die Messung des relativen Gefälles, das immer kleiner als 0,001 blieb und zuweilen sogar noch nicht 0,0001 erreichte, war wohl der schwierigste Theil der Aufgabe. Es wird gesagt, dafs man sehr scharfe Nivellirinstrumente benutzte und wegen der erwähnten Schwankungen des Wasserspiegels im Canal zur Seite desselben Gruben ausgehoben wurden, die mit ihm verbunden waren, worin ein mehr constantes Niveau sich darstellte.

In vielen Reihen fehlt indessen die Angabe des localen Gefälles, oder demselben ist ein Fragezeichen beigefügt. Wenn man diese Reihen unbeachtet läfst, die nicht als vollständig oder als hinreichend sicher angesehn werden durften, so bleiben noch dreiundvierzig übrig.

Cunningham hat aus diesen kein andres Resultat gezogen, als dafs er nachweist, wie einige derselben sich an die von Humphreys und Abbot aufgestellte Formel befriedigend anschliefsen, doch bemerkt er dabei, man müsse den Zahlencoefficienten bei verschiedenen mittleren Geschwindigkeiten verschiedene Werthe geben. Es drängt sich indessen die Frage auf, ob diese zahlreichen und mit so grofser Sorgfalt ausgeführten, auch vollständig mitgetheilten Messungen nicht zur Auffindung des Gesetzes dienen dürften, nach welchem, wenn auch nur annähernd, aus der mittleren Tiefe und dem relativen Gefälle die mittlere Geschwindigkeit berechnet werden kann. Jedenfalls müfste der Ausdruck, der dieses Gesetz darstellt, von einfacher Form sein, da theils die volle Schärfe dabei doch nicht zu erwarten ist, theils aber die theoretische Begründung eines complicirten Ausdrucks zur Zeit unmöglich ist, man also unter den zahlreichen Combinationen, die alsdann möglich werden, nur zufällig die passendste treffen könnte.

Hiernach versuchte ich wieder, wie ich es schon früher in Betreff der von Humphreys und Abbot mitgetheilten Beobachtungen gethan hatte,[1]) den einfachen Ausdruck

$$c = n \cdot t^x \cdot \alpha^y$$

zum Grunde zu legen, worin

c die mittlere Geschwindigkeit,

t die mittlere Tiefe, oder vielmehr, was nahe dasselbe ist, die Fläche des Querprofils dividirt durch den benetzten Umfang, und

α das relative Gefälle bedeutet.

Es ist alsdann die Aufgabe, nicht nur den Coefficient n, sondern auch die beiden Exponenten x und y so zu bestimmen, dafs die hiernach berechneten Geschwindigkeiten c sich möglichst an die beobachteten anschliefsen.

In nachstehender Tabelle sind für die vorliegenden dreiundvierzig Reihen die beobachteten Werthe von c, t und α angegeben, während die erste Spalte die Nummern angiebt, mit denen im Werk von Cunningham die einzelnen Reihen bezeichnet sind.

Reihe.	c	t	α	ber. c	ber. α
101	4,06	7,94	0,000 189	3,55	0,000 172
103	3,87	7,65	207	3,63	164
105	3,70	7,19	222	3,61	163
113	3,85	6,88	228	3,55	187
117	3,67	6.14	220	3,23	198
119	3,74	5,43	0,000 245	3,14	0.000 242
121	3,43	5,00	240	2,94	228
124	2,43	3,28	195	1,99	202
125	1,61	1,95	203	1,44	176
127	0,60	0,69	113	0,54	098
131	1,24	4.20	0,000 025	0,85	0,000 037
132	4,83	3,65	473	3,35	686
135	3,20	2,90	253	2,14	393
136	2,79	2,94	208	1,92	306
137	2,51	2,94	200	1,89	247
138	2,54	2,72	0,000 145	1,52	0,000 281
139	2,20	2,52	151	1,48	233
151	4,02	9,34	227	4,34	136
155	3,58	8,42	217	3,96	124
158	3,13	7,81	215	3.76	125
160	3,22	7,26	0,000 214	3,56	0,000 122
162	3,39	6,78	221	3,46	148
163	3,05	6,18	171	2,96	136
173	1,35	3,86	068	1,50	050
174	1,34	4,20	125	1,89	044
175	1,79	4,07	0,000 215	2,43	0,000 081
180	0,87	2,26	148	1,36	042
181	0,44	1,69	090	0,87	016
197	3,85	6,88	228	3,55	187
201	3,17	9,02	191	3,89	088
202	3,12	8,72	0,000 200	3,89	0,000 090
204	3,01	8,21	198	3,72	090
205	3,07	7,96	208	3,74	098
212	2,91	7,46	166	3,14	098
214	2,81	7,05	146	2.89	097
215	2,80	6,79	0,000 145	2,80	0,000 101
216	2,70	6,53	144	2,72	099
217	2,63	6,32	140	2,63	098
221	2,86	4,84	295	3,19	165
222	2,82	4,50	291	3,02	177
223	2,79	4,37	0,000 297	2,99	0,000 189
224	2,74	4.18	304	2,94	184
225	2,71	4,07	306	2,90	187

Indem ich den obigen Ausdruck logarithmisch umforme, gestaltet sich derselbe sogleich in der Art, dafs daraus nach der Methode der kleinsten Quadrate die wahrscheinlichsten Werthe der drei Unbekannten berechnet werden können. Dabei tritt freilich der Uebelstand ein, dafs nicht sowohl die Summe der Fehlerquadrate von c, sondern die der Fehlerquadrate der Logarithmen von c ein Minimum wird, und deshalb das Resultat sich etwas mehr an die kleinen Geschwindigkeiten als an die gröfsern anschliefst. Da man indessen volle Uebereinstimmung doch nicht erwarten darf, so ist dieser Mangel nicht wesentlich, und zwar um so weniger, da die Exponenten doch immer einfache Zahlen oder einfache Brüche sind, und daher die gefundenen Werthe von

1) Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers von G. Hagen. Berlin 1876.

Digitized by Google

x und y innerhalb der zulässigen Grenzen noch geändert werden müssen.

Man hat die Gleichung

$$\log c = \log n + x \cdot \log t + y \cdot \log \alpha$$

und die Bedingungsgleichungen sind

$$[\log c] = 43 \cdot \log n + [\log t] x + [\log \alpha] y$$

$$[\log c \cdot \log t] = [\log t] \log n + [\log t \cdot \log t] x + [\log \alpha \cdot \log t] y$$

$$[\log c \cdot \log \alpha] = [\log \alpha] \log n + [\log \alpha \cdot \log t] x + [\log \alpha \cdot \log \alpha] y$$

Die Parenthese [ ] bedeutet die Summe der aus allen einzelnen Beobachtungen entnommenen Werthe oder der Producte derselben.

Man findet hieraus

$$\log n = 1{,}8939$$
$$x = 0{,}5915$$
$$y = 0{,}5057$$

Indem nun die weitere Rechnung ergiebt, daſs der wahrscheinliche Fehler von y gleich 0,0569 ist, so darf man unbedingt $y = 0{,}5$ setzen, oder annehmen, daſs in die obige Formel das Gefälle in der Quadratwurzel eintritt. Bei dieser Aenderung nehmen indessen die beiden andern Unbekannten $\log n$ und x auch etwas abweichende Werthe an. Diese ergeben sich nunmehr aus dem einfacheren Ausdruck

$$c = n \cdot \sqrt{\alpha} \cdot t^x$$

oder

$$\frac{c}{\sqrt{\alpha}} = n \cdot t^x$$

der bei der logarithmischen Umformung

$$\log \frac{c}{\sqrt{\alpha}} = \log n + x \cdot \log t$$

wird. Man hat alsdann die beiden Bedingungsgleichungen

$$\left[\log \frac{c}{\sqrt{\alpha}}\right] = 43 \cdot \log n + [\log t] x$$

$$\left[\log t \cdot \log \frac{c}{\sqrt{\alpha}}\right] = [\log t] \log n + [\log t \cdot \log t] x$$

und man findet

$$\log n = 1{,}8356$$

und

$$x = 0{,}6394.$$

Der wahrscheinliche Fehler von x stellt sich aber auf 0,0460 woher man unbedingt

$$x = 0{,}6666 = \tfrac{2}{3}$$

setzen darf.

Indem in solcher Weise die Exponenten von t und α gefunden sind, kommt es nur noch darauf an, den passendsten Werth des Coefficienten n zu ermitteln, wobei indessen die logarithmische Umformung nicht mehr nothwendig ist. Man kann also n in der Art bestimmen, daſs die Summe der Quadrate der Abweichungen der berechneten Werthe c von den beobachteten ein Minimum wird, und hierzu dient der Ausdruck

$$[\alpha \cdot \sqrt[3]{t}] n = [c \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}].$$

Hieraus ergiebt sich

$$n = 64{,}949.$$

Man hat also die Gleichung

$$c = 65 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}.$$

Berechnet man nach derselben aus den gemessenen α und t die Geschwindigkeiten, so findet man dafür diejenigen Werthe, welche die mit ber. c überschriebene Spalte der Tabelle angiebt. Dieselben weichen sehr stark von den beobachteten ab, und der wahrscheinliche Beobachtungsfehler stellt sich sogar auf 0,3566 Fuſs oder $3\frac{1}{2}$ Zoll. Bei der sorgfältigen Ausführung der Messung sind in der Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit Fehler von dieser Gröſse undenkbar, doch erklären sie sich wohl, wenn man darauf Rücksicht nimmt, daſs eine andre Messung, nämlich die des relativen Gefälles, nicht leicht mit der in diesem Fall erforderlichen Schärfe ausgeführt werden konnte. Es mag daher noch untersucht werden, wie groſs die Abweichungen der gemessenen Gefälle von denjenigen sind, die nach der gefundenen Formel

$$c = n \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}$$

aus den Geschwindigkeiten und Tiefen sich ergeben.

Man hat

$$\alpha = \frac{c^2}{n^2} \cdot \frac{1}{t^{4/3}}$$

oder

$$\alpha = \frac{1}{n^2} \beta$$

wenn man

$$\frac{c^2}{t^{4/3}} = \beta$$

setzt. Man findet alsdann als wahrscheinlichsten Werth

$$\frac{1}{n^2} = \frac{[\alpha \cdot \beta]}{[\beta \beta]}$$
$$= 0{,}0001654$$

und

$$\alpha = 0{,}0001654 \cdot \frac{c^2}{t^{4/3}}$$

In vorstehender Tabelle enthält die letzte mit ber. α überschriebene Spalte die in solcher Weise gefundenen Gefälle. Vergleicht man diese mit den beobachteten, so stellt sich der wahrscheinliche Fehler derselben auf 0,00005943, oder im Winkel gemessen auf $12\frac{1}{4}$ Secunden. Er würde also auf die Länge von 10 Ruthen etwas mehr als 1 Linie betragen. Beim Nivelliren zwischen zwei scharf gegebenen Punkten dürften so starke Abweichungen freilich nicht vorkommen, da jedoch die genaue Berührung des Maaſsstabes mit dem Wasserspiegel, namentlich wenn man diesen nur von oben sehn kann, an sich schon weniger sicher ist, auſserdem aber noch jene Schwankungen hinzukommen, so sind Fehler von dieser Gröſse wohl erklärlich und vielleicht nicht zu vermeiden. Hiernach wäre die Uebereinstimmung der Beobachtungen unter sich als befriedigend anzusehn, und man könnte die in englischem Fuſsmaaſs ausgedrückte Formel

$$c = 65 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}$$

als begründet annehmen. Für rheinländische Fuſse würde sie lauten

$$c = 64{,}3 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}$$

und für metrisches Maaſs

$$c = 43{,}7 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}.$$

Ich darf indessen schlieſslich nicht unerwähnt lassen, daſs dieses Gesetz sich wesentlich von demjenigen unterscheidet, welches ich in den bereits angeführten Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers genau in derselben Weise aus den von Humphreys und Abbot mitgetheilten Beobachtungen hergeleitet hatte. Unter Zugrundelegung der Formel

$$c = n t^x \alpha^y$$

ergab sich $x = 0{,}5100$, woher ich $x = \frac{1}{2}$ setzte. Unter Einführung dieses Werthes fand ich $y = \frac{1}{5}$, und gelangte dadurch zu dem Ausdruck

$$c = 6 \cdot \sqrt{t} \cdot \sqrt[5]{\alpha}$$

Digitized by Google

Die hiernach berechneten Geschwindigkeiten schlossen sich sehr gut an die beobachteten an und der wahrscheinliche Beobachtungsfehler betrug sogar nur 0,15 Fufs. Derselbe nahm aber die dreifache Gröfse an, wenn ich die betreffenden neunzehn Beobachtungen an die aus den vorstehenden Messungen hergeleitete Formel anzuschliefsen versuchte, und ebensowenig schliefsen sich diese an den zuletzt mitgetheilten Ausdruck an, wenn ich auch in beiden Fällen die wahrscheinlichsten Werthe des Coefficienten *n* besonders berechnete.

Welchem der beiden, so wesentlich verschiedenen Ausdrücke der Vorzug zu geben sei, mag ich nicht entscheiden. Das aus den Amerikanischen Beobachtungen hergeleitete Gesetz schliefst sich an diese viel schärfer an, als das andre an die vorstehend mitgetheilten Messungen. Letztere scheinen aber mit besonderer Sorgfalt ausgeführt zu sein, auch bleiben dabei die Abweichungen von den berechneten Werthen noch so geringe, dafs man sie als unvermeidliche Beobachtungsfehler ansehn darf. G. Hagen.

Studien über die Gestaltung der Sandküsten und die Anlage der Seehäfen im Sandgebiet.

(Fortsetzung.)

§. 19. Natürliche Spülströme im Fluthgebiet.

Beim Eintritt in eine Uferlücke verändert die Fluthwelle ihre Gestalt, da sie in ihrem Laufe gehemmt wird. [1]) „Die ihr entgegentretenden Hindernisse bewirken eine steilere Neigung des vorderen Hanges unter gleichzeitiger Aufstauung, bezw. Vergröfserung der Fluthhöhe, bis dann in den oberen Strecken der Tideströme die Fluthwelle sich allmälig abschwächt, das Oberwasser immer mehr maafsgebender Factor wird, und schliefslich an der Fluthgrenze keine Ebbe und Fluth mehr stattfindet." Die gleichmäfsige Zuströmung des Binnenwassers wird dabei in eine ungleichmäfsige verwandelt, weil dasselbe bald im Stau liegt, bald mit vermehrter Geschwindigkeit abfliefst. Hierdurch wird an der Fluthgrenze die Bildung der Tidewelle eingeleitet. Während im freien Meere die Welle bekanntlich durch Wasserentnahme auf ihrem rückseitigen, durch Wasserablagerung auf dem vorderen Hange sich bildet, und zwar derart, dafs Fluth- und Ebbeströmung in jedem Stadium der Welle gleichzeitig vorhanden sind, kann in Nähe der Fluthgrenze nur Ebbeströmung stattfinden.

Noch eine andere Modification erfährt die Fluthwelle bei ihrem Eintritt in den Tidestrom. [2]) „Sowohl der Fufspunkt als der Scheitelpunkt der Fluthwelle werden bei steigendem Oberwasser gehoben, bei fallendem Oberwasser gesenkt; und zwar wird in beiden Fällen der Fufspunkt im Allgemeinen stärker afficirt als der Scheitelpunkt, so dafs die Fluthgröfse im ersteren Falle verkleinert, im zweiten vergröfsert wird." Letztere Erscheinungen zeigen sich vorzugsweise im oberen Theile des Tidestroms; im Mündungsbecken sind sie in der Regel nicht mehr wahrnehmbar. Zu den früher erwähnten Aenderungen, welche infolge der Nähe des Ufers die Fluthwelle und die zu ihrer Ausbildung erforderlichen Strömungen erleiden, kommen also im Flusse selbst noch diejenigen, welche die Variabilität des Oberwassers verursacht. Auch das Gefälle des Flufsbettes, die Form und Beschaffenheit der Ufer und das Material der Sohle sind von Bedeutung. Ist das Gefälle steil und gleichzeitig die Wassertiefe gering, so kann der Wellenfufs sich nicht rasch genug ausbilden; es entsteht eine, der Stauschwelle ähnliche, stromaufwärts laufende Brandung, „Bore" oder „Mascaret" genannt.

Einfacher liegen die Verhältnisse bei Uferlücken, welche das Meer mit gröfseren Seen verbinden. Für die Offenhaltung der den Ebbestrom aufnehmenden Rinne sind kreisähnliche Bassins, wie z. B. der Jadebusen, vorzüglich geeignet. Da jedoch diese Becken nur ganz ausnahmsweise grofs genug sind, eine Fluthwelle in voller Länge aufzunehmen, vielmehr dieselbe vor ihrer vollständigen Entwickelung aufstauen und unterbrechen, so befördern sie ungemein die Ablagerung von Sinkstoffen, welche die Fluthwellen mit sich führen, und leiden stark an Verlandung, die ihre Wirksamkeit im Laufe der Jahre immer mehr beeinträchtigt. Die ziemlich bedeutenden Anschlickungen, welche sich in neuerer Zeit auf der Sohle der Rade de la Pallice bei La Rochelle bilden, werden z. B. von Bouquet de la Grye [1]) dem Umstande zugeschrieben, dafs seit 1822 die als Reservoir für die Ebbeströmung fungirende Bai de l'Aiguillon über 600 ha Wasserfläche durch Eindeichungen verloren hat.

Häufig tritt in den Uferlücken der Tidemeere der Fall ein, dafs die Einströmungen andere Wege einschlagen wie die Ausströmungen. Unter Umständen wird hierdurch eine vollständigere Füllung des Bassins erzielt, welche den Ausflufs vermehrt und den concentrirt austretenden Spülstrom verstärkt. An der Mündung der Gironde [2]) wird z. B. die Geschwindigkeit, mit welcher die Füllung des grofsen Beckens vor sich geht, wesentlich dadurch ermöglicht, dafs längs der Medoc-Küste bei der Pointe de Grave vorüber durch den Süd-Pafs die Fluthströmung schon eintritt, während die Ebbeströmung noch an der nördlichen (Saintonge-)Küste entlang, durch den Nord-Pafs in das Meer tretend, in vollem Gange ist.

Zuweilen erfolgt auch die Speisung der Bassins durch mehrere Uferlücken. So wird z. B. das Fluthgebiet der Lister Tiefe bei Sylt [3]) zum Theil durch die südlicher liegenden Seegatten gefüllt und hierdurch seine Ebbeströmung erheblich verstärkt. (Fig. 1).

Vermehrt wird die Spülwirkung des Ebbestroms in allen Fällen, wenn er durch Quer- und Drehströmungen, welche von Ufervorsprüngen oder künstlichen Einbauen hervorgerufen sind, überlagert und zu Boden gedrückt wird. Diese Erscheinung zeigt sich z. B. an der Gironde- und an der Seinemündung; sie ist die vorwiegende Ursache der bedeutenden Tiefen, welche dicht bei der im Sand- und Kiesgebiet liegenden Küste von Le Havre sich zur Zeit erhalten.

1) Löhmann, Die Fluthwelle der Tideströme. Zschr. d. Hann. V. 1880 p. 546.
2) Dalmann, Stromcorrectionen im Fluthgebiet.

1) Bouquet de la Grye, Baie de La Rochelle.
2) Manen, Embouchure de la Gironde.
3) Braun, Fluth- und Strombeobachtungen an der Westküste Schleswigs. Zeitschr. d. Hann. V. 1877 p. 427.

Digitized by Google

§. 20. Bildung der Barren im Fluthgebiet.

Die Uferlücken der Küsten, an welchen die Fluthserscheinung deutlich ausgeprägt auftritt, unterscheiden sich nicht allein durch die anders gearteten Spülströmungen von den Uferlücken der Binnenmeere, sondern auch dadurch, dafs mit der Gröfse des Meeres, dessen Saum die Küste begrenzt, die Stärke des Wellenschlags und der Winde direct zunehmen. Die Binnenmeere sind, solch grofsen Strömen wie Nil und Mississippi gegenüber, nur Seen. Der Einflufs des Meeres überwiegt lange nicht in dem Grade, als dies an der Küste des Oceans der Fall ist, wo die Bildung der Mündungen zum grofsen Theil jenen Kräften überlassen bleibt, welche von meteorologischen Verhältnissen abhängen.

Andererseits fällt bei der Entstehung und Form der Barren eine wesentliche Rolle der Tideströmung zu.[1]) „Bei ihrem Einströmen in die Flufsmündung führt jede Fluthwelle eine je nach ihrer Stärke und Bewegungskraft mehr oder weniger grofse Masse von Schlamm und Sand in die Flufsmündung hinein, und lagert sie theilweise in derselben ab, sobald sich ihre Stromgeschwindigkeit vermindert. Gleiches geschieht mit einem Theil der Sinkstoffe, welche von den Flüssen stromabwärts geführt werden, da sich die Flufsgewässer an dem wie ein beweglicher Damm landeinwärts strömenden Fluthwasser stauen.“ So giebt es im Fluthgebiet [2]) „eine gewisse Gegend, die gleichsam ein Schlickreservoir bildet, in welchem die grofsen Schlickmassen bei ihrer Ankunft von oben einstweilen aufgenommen werden und schwebend auf- und abfluthen, bis sie sich allmälig ablagern, oder bis der Ebbestrom sie dem Meere zuführt.“ Wo sich Schutz bietet, wachsen die Schlickbänke zu Inseln an, befestigt und vergröfsert durch die von See her zugeführten Sandmassen. Gleichzeitig entstehen in dem äufseren Theile der Uferlücke durch Vorwanderung der Küstensände Sandbänke, welche von den Tideströmungen hin und her geschoben werden, während die Küstenströmung sie stetig erhöht und vergröfsert. Die Wellen dulden aber nur temporär ihre ruhige Existenz und zerstören sie immer wieder von Neuem. [3]) „Die von der Erosion herrührenden Producte, Schlick, Sand und Kiesel, setzen sich hinter den eben erwähnten Inseln überall fest, wo ein Stau entsteht, und wo die Sinkstoffe dem directen Wellenschlage entzogen bleiben. Da jedoch diese schützenden Inseln zuletzt selbst im Angriffe liegen, vernichtet das Meer, was es vordem selber geschaffen, und treibt die Trümmer landeinwärts an andere Ruheorte, die erst später in seinen Wirkungsbereich gelangen werden. Seine Kraft ist ungeheuer und deren Dauer unendlich. Auf der ganzen Westküste Frankreichs zeigen sich die beschriebenen Vorgänge, verschieden nur je nach Härte und Widerstandsfähigkeit der Gesteine, welche die Küstensände durch ihre Zerstörung erzeugen. Im Süden ist der Kampf fast beendet; die Küste hat ihn verloren; sie ist geradlinig und weicht, parallel mit sich selbst, langsam zurück; die Inselgruppen sind im Festland eingeschlossen. Im Norden widersetzen sich die Granite der Bretagne noch; aber die Erscheinung ist dieselbe: die Flufsinseln dienen als Sammelpunkte der schlickigen Sände, die geschützten Buchten in Nähe der Mündung als Aufspeicherungsorte der aus dem Binnenland kommenden Schlickmassen, welche vom Wellenschlag an die Küste zurückgeworfen werden. In Seudre und Charente, Loire und Vilaine sieht man allenthalben landwärts Inseln mit einander sich vereinigen, Sümpfe einzelne Theile der Wasserfläche des Mündungsbeckens ersetzen, endlich Wiesen an Stelle der Sümpfe entstehen.“ Die Deltas, welche von den Flüssen der französischen Westküste gebildet werden, entstehen also nicht auf und dicht hinter dem Strand, sondern am fluvialen Ende der Mündungsbecken, sie sind „innere Deltas.“

1) Credner, Die Deltas p. 51.
2) Hübbe, Verhalten des Schlicks. Zeitschr. f. Bauw. 1860 p. 518.
3) Bouquet de la Grye, Le Régime de la Loire.

Die Sandbänke jedoch, oft auch „Seebarre“ genannt, welche in der äufseren Mündung immer von Neuem anwachsen, stehen nicht allein dadurch, dafs sie als Speisereservoire für jene Deltas dienen, mit denselben in Connex; es ist auch ihre Lage und Höhe direct von der Ausdehnung jener flufsseitigen Inseln abhängig. Die Fluthcapacität des Mündungsbeckens wird durch deren Anwachsen mehr und mehr geschwächt; der Ebbestrom verliert an Stärke, während die von hoher See her wirkenden Kräfte unverändert bleiben; die Sandbänke wandern daher nach dem Lande zu. Jeder Fortschritt des inneren Deltas nach unten hat einen Fortschritt der Mündungsbänke nach oben zur Folge, so dafs die endliche Ausfüllung der aufserhalb der Stromrinne gelegenen Theile des Beckens unvermeidlich ist. [1]) „Die Schlickregion eines Stromes ist nicht unveränderlich an eine bestimmte Gegend gefesselt, sondern rückt allmälig nach unten vor.“ Da sich gleichzeitig die Sände nach oben bewegen, so ist das Endresultat „die Umwandlung weit ausgedehnter, die Ränder der hohen Geest bespülender flacher Gewässer in tiefe, von Marschländern eingeengte, mit festen Uferlinien versehene Strombahnen.“

Nicht immer wird bei diesem Bildungsprocefs das gesammte Wasser des Tidestroms in einem einzigen Schlauch zusammenbleiben. Oefters verästeln sich die Flüsse am Beginne der ehemaligen Bucht in zwei oder mehr Arme, besonders wenn die Lage der Sandbänke in seiner Mündung schon früher eine derartige war, dafs aufser der Spülrinne, welche den Ebbestrom aufnimmt, andere, im grofsen Ganzen wenig veränderliche Speiserinnen existirten, die den Fluthstrom theilweise aufnahmen. Es ist dies hauptsächlich bei solchen Flüssen der Fall, welche zu wenig Oberwasser oder zu viel Sinkstoffe aus dem Binnenland abführen, oder endlich bei denen beides stattfindet, und zwar geringe Wasserführung zur Zeit ihrer Niedrigwasserstände, starke Trübung und Geschiebeführung zur Zeit der Hochfluthen. Die meisten Beispiele von solchen Tideströmen, welche ein äufseres Delta bilden, lassen sich daher unter den Tropen und im Monsun-Gebiet auffinden, wo die plötzlichen Anschwellungen der Flüsse am häufigsten und vehementesten eintreten, z. B. die Deltas des Orinoco, des Niger, des Indus, des Ganges und der hinterindischen Ströme. [2]) „Alle zeigen trichterförmige Erweiterungen der Flufsarme. Diese Erscheinung erklärt sich daraus, dafs das Flufswasser durch das mit der Fluth in die Mündungen eintretende, specifisch schwerere Meerwasser nach oben gedrängt und dadurch seichter gemacht wird, so dafs dasselbe, was es an Tiefe verliert, an Breite zu gewinnen suchen mufs.“ Die trichterförmige Mündung

1) Hübbe, Verhalten des Schlicks.
2) Credner, Die Deltas.

Digitized by Google

ist überhaupt die typische Form[1]) derjenigen Tideströme, welche direct, ohne vorher ein gröfseres, meerbuchtartiges Mündungsbecken zu durchlaufen, in die See ausfliefsen, welche also ihre Becken bereits ganz oder gröfstentheils zugeschlickt haben, so dafs nur noch das engere Strombett frei geblieben ist, wie z. B. Charente und Seudre, bei denen jener Procefs in sehr weit vorgerücktem Stadium sich befindet.

Hier wurden durch die natürliche Entwickelung annähernd solche Breiten und eine solche Grundform der Mündung geschaffen, dafs grofse Tiefen sich ohne künstliche Nachhilfe dauernd erhalten. Wo dies nicht der Fall ist, wo die Spülwirkung des Ebbestroms durch übermäfsige Weite geschwächt, wo die Aufnahmefähigkeit für Fluthwasser durch unregelmäfsige Uferbildung und Stromengen verringert wird, mufs die Menschenhand verbessernd eingreifen. Der oberste Grundsatz der Correction ist, die lebendige Kraft der Fluthwelle und die damit ein- und ausströmende Wassermenge, oder das hydraulische Vermögen an jedem Punkte und in jedem Augenblicke möglichst grofs zu halten. [2]) „Gefälle, Profilform, Profilgröfse und Wassermenge eines Stromes sind von einander abhängige Gröfsen, und die Aenderung einer derselben bringt nothwendige Aenderungen im Zustand der anderen hervor; im Allgemeinen hat eine Vermehrung der Wassermenge eine Vergröfserung sowohl des Gefälles als der Profile zur Folge. Wenn man dafür sorgt, dafs die Ufer nicht angegriffen werden können, so ist der Erfolg eine Vertiefung.“ [3]) Sehr schwierig ist es, hierbei die Wahl der Breiten richtig zu treffen. Sind dieselben zu grofs, so wird die Ebbeströmung zu schwach; sind sie zu klein, so wird die Einströmungsmenge des Fluthwassers beeinträchtigt. Im ersteren Falle findet der Angriff auf die inneren, im letzteren Falle der Angriff auf die äufseren Bänke nicht in genügendem Maafse statt.

So besafs z. B. früher, vor der Regulierung, die Seine [4]), besonders im Mündungsbecken zu bedeutende Breiten; am landseitigen Ende desselben bildeten sich daher flache Stellen in grofser Zahl, ebenso im unteren Theile des eigentlichen Tidestrombetts. Nach der Einschränkung der Fahrrinne durch Parallelwerke sind diese Untiefen zwar verschwunden; da jedoch das aufserhalb der Werke gelegene Becken mit Alluvionen angefüllt wurde, hat sich die Menge des Fluthwassers so erheblich verringert, dafs jetzt bereits die Erhaltung der Tiefen vor Le Havre fraglich erscheint, hauptsächlich der Petite Rade, deren Existenz von der Ueberlagerung des aus dem Mündungsbassin kommenden Ebbe-

1) Abweichungen kommen öfters vor, meistens durch die Küstenströmung veranlafst, welche zungenartige Bänke vorschiebt, z. B. am Adour.

2) Dalmann, Correctionen im Fluthgebiet.

3) Hierbei sei gelegentlich erwähnt, dafs sich in denjenigen Tideströmen, welche noch in der ersten Bildungsepoche sich befinden, zwei wesentlich verschiedene Theile unterscheiden lassen, die freilich oft unmerklich in einander übergehen, oft aber auch schon äufserlich leicht zu unterscheiden sind: 1) der fluviale Theil oder eigentliche Tidestrom, 2) der maritime Theil oder das Mündungsbecken. Im eigentlichen Tidestrom herrscht nur Ebbeströmung; das Oberwasser bewirkt Vorwalten des Süfswassers; die Stromrinne ist einheitlich entwickelt. Im Mündungsbecken dagegen alterniren Fluth- und Ebbeströmung, der Salzgehalt des Wassers ist bedeutend; es bilden sich mehrfache Rinnen aus. Im Allgemeinen darf die Correction durch über N. W. reichende Parallelwerke nicht in das eigentliche Mündungsbecken fortgeführt werden. Jedoch ist eine parallelwerksartige continuirliche Coupirung der Seitenrinnen unter Niedrigwasser zulässig.

4) Estignard, L'Embouchure de la Seine.

strömung mit dem durch den an der Nordküste abgelenkten und verspätet eintreffenden Fluthstrom ermöglicht war. Aller Wahrscheinlichkeit nach mufs sich die Barre deren Ausbildung durch den starken, viele Geschiebe mit sich führenden Küstenstrom unvermeidlich ist, sobald die mit Riesenschritten voranschreitende Verlandung des Aestuariums selbst beendet sein wird, weiter seewärts ausbilden, beiderseits mit dem Lande verbunden, so dafs die grofsen Tiefen (ausgenommen diejenigen unmittelbar vor der ziemlich weit von Le Havre entfernten mittleren Rinne) vom Ufer zurücktreten und ein ähnlicher Zustand eintreten wird, wie er an der Mündung des Adour [1]) bereits besteht.

Dieser Strom führt nahezu viermal mehr Wasser ab als die Seine, sein Gefälle ist 10 mal gröfser; dabei lagert er seine Geschiebe fast sämmtlich oberhalb Bayonne ab, so dafs er bei seinem Ausflufs nur noch Schlick trägt. Die Küstenströmung, welche vorzugsweise von Norden nach Süden gerichtet ist, hatte trotz dieser günstigen Stromverhältnisse durch Vorlagerung einer kiesführenden Sandbank vor die Mündung den Strom immer weiter nach Süden gedrängt, bis man ihre directe Einwirkung durch Anlage von Molen unschädlich machte. Die nun erfolgende indirecte Wirkung war aber schlimmer als der frühere Zustand, da sich nunmehr eine Barre aus grobem Kies dicht vor den Molen bildete, die von dem nördlichen Strande aus ständig erneuert wurde. Dafs das Material der Barre gröber ist als das der Küste, erklärt sich aus dem heftigen Wellenschlag, der die feineren Bestandtheile sofort ausspült und nicht zur Ruhe kommen läfst. Eine Vorschiebung der Barre seewärts, wo sie stärkerem Seegange ausgesetzt ist, hat stets, auch wenn ihre Höhe unverändert bleibt, zur Folge, dafs ihr Material gröber wird. Hierdurch aber wird die Brandung vergröfsert und die Einfahrt erschwert, ja bei stürmischer See sogar vollkommen unmöglich gemacht. Die Barre vor dem Adour hat, nach dem Erwähnten, sehr viel Aehnlichkeit mit denjenigen Barren, welche sich vor den Mündungen kleinerer Flüsse in Binnenmeeren ausbilden. Auch vor den Mündungen solcher Tidehäfen, welche keine andere Spülung erhalten als die aus dem Hafenbassin austretende Ebbeströmung, werden sich die Ablagerungen des Küstenstromes in gleicher Weise gestalten müssen, da, selbst bei aufsergewöhnlicher Gröfse jener Bassins, die vom ausgehenden Strome allein erzeugte Spülkraft bei weitem zu schwach ist, die Fahrrinne frei zu halten. [2])

Alles, was im Vorstehenden von den Seebarren der Tideströme, bezw. von dem Gebiet der Sandbänke am unteren Ende der Mündungsbecken gesagt wurde, gilt in der Haupt-

1) Bouquet de la Grye, L'Embouchure de l'Adour.

2) In dem kleinen Werke „Harbour Bars“ (London, 1878) führt Mr. Knapp aus, man würde die Seebarren vor Tidehafen und Tideströmen dadurch beseitigen können, dafs man quer zur Mündung in Tiefen von 15 bis 18 m einen unterseeischen Wellenbrecher, welcher 6 bis 9 m über den Meeresgrund vorragen soll, anlegt, dessen Zweck wäre, den Wellenschlag von der Barre selbst abzuhalten. Er hofft, bei dem so erreichten Schutz vor den Angriffen der Wellen, welche eine stetige Abspülung der seeseitigen Boschung und hierdurch eine Erhöhung der Barre (vgl. §. 18) veranlassen, würde die Spülung aus dem Tidestrom oder der Hafenmündung allmälig den Scheitel der Barre bis zur Krone des Wellenbrechers erniedrigen. In diesem Project ist eben so wenig auf die Wirkung der Küstenströmung, als darauf Rücksicht genommen, dafs durch die über dem Wellenbrecher entstehende Brandung die Einfahrt in den Hafen in hohem Maafse belästigt werden mufs.

Digitized by Google

sache auch für die Seebarren derjenigen Uferlücken, welche gröfsere seeartige Becken ohne Binnenzuflüsse mit dem Meere verbinden. Auch hier wird die Schwächung der Spülkraft durch fortschreitende Verlandung des Bassins, mit welcher die Fluthcapacität Schritt für Schritt abnimmt, eine Annäherung der Bänke nach dem Lande zu bewirken. Dies geschieht um so rascher, wenn die Mündung nicht die der Gröfse des Bassins entsprechende Breite hat. Eine zu grofse Breite schwächt den Ebbestrom, eine zu kleine Breite vermindert die Quantität der Füllung. Das Endresultat mufs, wie in Binnenmeeren, nur weit langsamer, eine totale Ausfüllung des Beckens oder die Umwandelung in einen sumpfartigen Küstensee sein, letzteres stets, wenn der Wind durch Dünenbildung, durch Vortreiben der Dünen und durch Einwehen von Sandmassen die Wirkung des Küstenstroms unterstützt. Auf diese Weise sind z. B. die zahlreichen Seen der Küste von Gascogne entstanden. Auch die nordjütische Küste weist eine grofse Reihe Seen auf, welche durch ähnliche Vorgänge, bei denen die Tideerscheinung eine wesentliche Rolle spielt, mehr oder weniger vollständig vom Meere abgeschnitten sind.

§. 21. Einflufs der Neigungswinkel zwischen Spülstrom, Küstenstrom und Wellenrichtung auf die Tiefe der Rinne.

Nach vorigem Paragraphen kann die allmälige Umgestaltung einer Tidestrommündung durch folgende Schlagwörter angedeutet werden: Bildung eines inneren Deltas am unteren Ende des eigentlichen Tidestroms, einer Anhäufung von Sandbänken am unteren Ende des Mündungsbeckens — Ausdehnung des inneren Deltas nach der See, der Sandbänke nach dem Lande zu — Umwandelung des Mündungsbeckens in Marschland, welches der Tidestrom in einfachem (oder vergabeltem) Bette durchströmt — Bildung einer Barre vor der Mündung des direct in die See ausfliefsenden Tidestroms.

Die Sandbänke, welche im ersten Stadium auftreten, werden gleichfalls Barre genannt, unterscheiden sich von der im letzten Stadium entstehenden Barre aber wesentlich dadurch, dafs sie weit weniger compact als diese sind, dafs bei ihnen die Rinnen als der stetige, die Bänke als der dem Wechsel unterworfene Theil auftreten, während im anderen Falle die Rinnen auf der fixbleibenden Barre ihre Lage häufig ändern, freilich auch nur innerhalb gewisser Grenzen. Wird als Richtung der Rinne hierbei diejenige mittlere Lage angenommen, um welche die übrigen Lagen je nach Richtung und Stärke des Windes pendeln, so läfst sich im Allgemeinen der Einflufs untersuchen, welchen die von den herrschenden Winden erzeugte Dünung und der Küstenstrom bei ihrem Zusammentreffen mit dem in der Rinne austretenden Spülstrom auf deren Tiefe ausüben.

Der Winkel, welchen die beiden Kräfte, der Wellenschlag des Meeres und die Kraft des Spülstromes, mit einander einschliefsen, ist von grofsem Einflufs auf das Profil, die Tiefe und die Passirbarkeit der Barre. Es ist klar, dafs der Geschwindigkeitsverlust, also auch die entstehende Ablagerung am gröfsten sein wird, wenn beide direct gegen einander stofsen. Durch diesen Stofs wird eine starke innere Bewegung und ein Stau erzeugt, in deren Folge die von den Wassermassen schwebend mitgeführten Sinkstoffe, welche an den hierdurch hervorgerufenen Oscillationen der Wassertheilchen theilnehmen müssen, grofsentheils zu Boden fallen, weil jede derartige Oscillation beim Ueberschreiten der todten Punkte den Niederschlag der suspendirten Materialien zur Folge hat. Da nun ein schiefer Stofs weniger Verlust an lebendiger Kraft und geringere innere Bewegungen erzeugt, so wird bei schrägem Zusammentreffen von Dünung und Spülströmung sowohl die Brandung als auch die Gröfse der Ablagerung vermindert, die Passirbarkeit der Barre also in doppelter Weise erleichtert.

[1]) Man kann (Bouquet de la Grye) die Einfahrtstiefen der Ströme in Rücksicht auf die Höhe der Barre nahezu nach dem Neigungswinkel, in welchem sie mit der Richtung des Wellenschlags zusammentreffen, rangiren. Unter den Flüssen, welche, so zu sagen, durch die grofse Menge ihrer Sinkstoffe und die geringe Wasserführung bei Niedrigwasser zur Bildung starker Barren vorausbestimmt sind, ist in erster Linie die Loire zu nennen. Dieser Strom hat 2 Einfahrten Die eine hat sich südlich der Morées gebildet, wo der Wellenschlag direct gegen den Ebbestrom trifft, weshalb denn auch die Barre flach und bei stürmischem Meere nicht passirbar ist. Die andere Einfahrt weist bei Niedrigwasser immer noch 4 m Tiefe auf und kann selbst bei bewegtester See durchfahren werden, da von der Pointe de l'Ève die Wellenrichtung derart abgelenkt wird, dafs sie schräg gegen den Spülstrom trifft. Arcachon besitzt 2 Pässe; der schräg zum Wellenschlag gerichtete Nordpafs hat grofse Tiefen, der geradegerichtete Südpafs ist unbenutzbar. Die Gironde tritt durch 2 Rinnen aus; die nördliche, schräg zur herrschenden Dünung, ist bei bewegter See allein fahrbar. [2]) „Betrachten wir die verschiedenen Uferlücken, welche in den Pertuis d'Antioche (an der französischen Westküste) münden, so sehen wir, dafs man sie in verschiedener Weise ordnen kann, je nachdem man die Wassermenge, die Stärke des Wellenschlags an der Mündung, den Winkel, welchen Spülstrom und Dünung mit einander bilden, oder endlich die als Schlufseffect hervorgebrachte Höhe der Barre zum Vergleiche bringt. Folgende Tabelle giebt eine annähernde Werthschätzung der genannten Einflüsse: [3])

Namen	Stärke des Ebbestroms.	Stärke des Wellenschlags	Neigungswinkel zwischen beiden.	Höhe der Barre über Niedrig-Wasser.
Riv. de Luçon . .	2	1	+ 90°	+1,0 m Schlick.
Riv. de Marans .	30	3	+135°	−0,3 m Schlick.
La Rochelle . . .	1	5	+180°	−0,6 m Sand.
Charente	70	6	−180°	−0,8 m Schlick.
Étier de Brouage .	2	3	−110°	+1,5 m Schlick.
Étier de Merignac.	2	3	−135°	+2,1 m Schlick.
La Seudre . . .	60	2	−127°	−3,0 m Schlick.
Le Château . . .	1	0	+ 45°	+0,4 m Fels.
La Perrotine . .	2	3	−130°	+1,5 m Sand.

Nimmt man nur auf die gröfsten Differenzen Rücksicht, so erkennt man sofort, dafs die Seudre die bedeutendsten Tiefen hat, wiewohl die Kraft ihres Spülstroms geringer als bei der Charente ist. Der Grund liegt in der geringeren Stärke des Wellenschlags und der günstigeren Neigung desselben gegen die Ebbeströmung. Vergleicht man sodann die Einfahrten der Charente und der Bai von La Rochelle, welche von so aufserordentlich verschiedenen Wassermengen durch-

1) Bouquet de la Grye, L'amélioration des embouchures des fleuves

2) Bouquet de la Grye, Étude hydrogr. de la Baie de La Rochelle.

3) Die Zahlen ad 1 und 2 sind relative Schätzungen. Die Vorzeichen in Col. 3 beziehen sich auf den Sinn der Richtungen, wobei der gleiche Sinn mit +, der umgekehrte Sinn mit — bezeichnet ist.

Digitized by Google

strömt werden, so erhellt noch deutlicher, dafs die Wirkung der Spülung bei der Charente durch andere Verhältnisse stark beeinträchtigt wird. Berücksichtigt man endlich, dafs am Château die Austiefung bis auf den felsigen Grund, der ihr eine Grenze setzt, trotz des schwachen Ebbestroms erfolgt ist, so mufs man zum Schlusse gelangen: Der Neigungswinkel zwischen Dünung und Ebbeströmung beeinflufst vorwiegend die Tiefe der Barre."

An der von N. nach S. gestreckten Küste des Departements des Landes, wo der Wellenschlag wegen der unmittelbaren Nähe der grofsen Meerestiefen ungemein heftig ist, sieht man alle Wasserläufe, seiner Einwirkung nachgebend, südwärts ausweichen, in welcher Richtung sie den kleinsten Widerstand finden. Diese Ausweichung dauert so lange, bis die immer weiter abnehmende Spülkraft dem Wellenschlag das Gleichgewicht nicht mehr halten kann, so dafs ein besonders heftiger Wind die Mündung verstopft. Die aufgestaute Wassermasse mufs sich alsdann durch den vorgebauten Sandwall einen neuen Weg bahnen; und es wird dies dort geschehen, wo ihre lebendige Kraft am gröfsten ist, also in der alten Uferlücke. Verhindert man dies, bei einigermafsen grofsen Wasserläufen immer von Neuem sich wiederholende Spiel durch Anlage von senkrecht zum Ufer in Richtung der Mündung erbauten Molen, welche dieselbe fixiren, so wird die entstehende Barre sogar dann höchst gefährlich, wenn der Spülstrom ungewöhnlich stark und kräftig ist, z. B. am Adour.

Die Molen müfsten also convex zur Windrichtung gekrümmt werden, um den Ebbestrom schräg zu derselben austreten zu lassen. Wirklich zeigen auch sämmtliche Häfen der Westküste Frankreichs, dafs die Einfahrtstiefen um so besser erhalten bleiben, je weniger scharf die Einfahrtsrichtung dem herrschenden Wellenschlag entgegen tritt. Aehnliche Erscheinungen lassen sich an den Küsten anderer Meere gleichfalls constatiren, z. B. die auffallend günstigen Tiefen der Hafeneinfahrt von Libau, der Mündungen der Schelde, des Hérault u. s. w., andererseits die relativ flachen Barren des Pillauer Tiefs, der Maas, des Grau de la Nouvelle u. s. f.[1])

Eine analoge Betrachtung über den Einflufs der Neigung des Spülstroms zur Küstenströmung mufs zu denselben Resultaten führen. Dieselbe ist häufig die einzige oder vorwiegende Quelle, welche die Sinkstoffe, aus denen die Barre gebildet wird, liefert. Im Früheren ist bereits ihre Wirkung eingehend besprochen worden, und es wird hier nur noch zu betonen sein, dafs die unvermeidlichen Ablagerungen, welche durch ihren Zusammenstofs mit der aus den Uferlücken austretenden Strömung entstehen, um so geringer und weniger gefährlich sein werden, je mehr die Austrittsrichtung mit dem Sinne der Wanderung des Küstenstroms übereinstimmt. [2]) „Die Höhe einer Barre wird zum Minimum, wenn Spülstrom und Küstenstrom nahezu dieselbe Richtung haben."

1) Der italienische Marineofficier Cialdi will den geraden Stofs des Spülstroms gegen den Wellenschlag dadurch vermeiden, dafs er die nach der Windseite gelegene Mole bedeutend länger macht, sie aber unmittelbar hinter der eigentlichen Hafenmündung unterbricht, und an das nach der Küste zu liegende Ende einen Querdamm anbaut, welcher die gegen ihn anprallenden Wellen ablenken und durch den so hervorgerufenen seitlichen Strom die Barre wegspülen soll. Wenn diese Anordnung auch vielleicht für die Erhaltung der Tiefe nützlich werden könnte, so würde sie doch gleichzeitig den Einlauf fast unmöglich machen durch die Querströmung und die Kabbelung in der Einfahrt.

2) Bouquet de la Grye, Baie de La Rochelle.

II. Die Anlage von Seehäfen im Sandgebiet.[1])

4. Capitel. Rücksichtnahme auf Erhaltung der Tiefe.

§. 22. Die Lage der Häfen im Allgemeinen.

Sehr viele (und hierher gehört gerade die gröfste Zahl der Welthäfen) nicht an felsigen Buchten der Steilküsten erbaute Hafenanlagen verdanken die Möglichkeit ihrer dauernden Existenz dem Umstande, dafs die spülende Wirkung der Uferlücke, an welcher sie gelegen sind, die Rinne im Küstensaume stets von Neuem reinigt und die Einfahrt offen hält.

Bei Hafenanlagen im Fluthgebiet ist meistens der Innenhafen durch Schleusenthore gegen den Vorhafen abgeschlossen, um dauernd Hochwasser halten zu können. Der Vorhafen wird dann auch als Liegehafen für kleinere Schiffe, welche sich nur kurz aufhalten oder das Aufsetzen vertragen, benutzt. Bei den an gröfseren Tideflüssen ausgeführten Anlagen dient sehr häufig der Flufs selbst als Vorhafen. Eine Zwischenanlage zwischen den Bassins des Innenhafens und dem Strom macht die Verbindung öfters leichter und rascher, so z. B. kleine Leitmolen, Schleusenkammern und Halbtidebassins. Wo der Strom bedeutende Tiefen, auch bei Niedrigwasser, besitzt, können die Schiffe direct an den Quais anlegen, oder an Ladebrücken, welche in den Strom hineingebaut sind, oder endlich — sie werden durch Schuten entladen, die ihre Waaren in kleine Seitencanäle (Fleethe) verfahren, an deren Ufer die Magazine gelegen sind. In diesem Fall ist der Strom Vor- und Innenhafen zugleich. Auch bei Flüssen, welche in Binnenmeere münden, kann der offene Strom direct als Vor- und Innenhafen dienen; öfters jedoch sind besondere Bassins hierfür hergestellt.

Wenn unter „Aufsenhafen" diejenigen Seebau-Anlagen verstanden werden, welche den Zugang von den eigentlichen Häfen zum Meere und umgekehrt vermitteln, so repräsentirt bei regulirten Tideströmen die regulirte Strecke den Aufsenhafen. Am Adour und am Tyne ist derselbe durch Molenbauten gebildet. Die unmittelbar am Meere selbst liegenden Tidehäfen haben ihren Aufsenhafen bassin- oder schlauchartig geformt. Die Hafenanlagen in Binnenmeeren sind mit sehr wenigen Ausnahmen an Uferlücken ausgeführt. Entweder dient die durch Molen bewirkte schlauchförmige Verlängerung oder ein vorgebautes Bassin als Aufsenhafen. Der Aufsenhafen kann eventuell sehr weit von dem Innenhafen entfernt liegen. Für Königsberg würde z. B. das Pillauer Tief, für Stettin die Swinemündung als Aufsenhafen anzusehen sein; in diesem Fall dient oft der Aufsenhafen mehreren Vor- und Innenhäfen gemeinschaftlich, das Pillauer Tief für Pillau, Königsberg und Elbing, die Swinemündung für Swinemünde und Stettin u. s. w.

Die Verschlammung der Vor- und Innenhäfen ist ein unvermeidlicher Uebelstand, um so bedenklicher, je trüber die vom Meere her zurücktretenden und je schlickhaltiger die vom Binnenland zugeführten Wassermassen sind. Eine gründliche Reinigung ist in den meisten Fällen nur durch Aufbaggerung zu bewirken.

Die Passirbarkeit der Barren vor denjenigen Aufsenhäfen, welche an flachen Sandküsten im Tidegebiete gelegen

1) In diesem Abschnitt sind die benutzten Quellen, hauptsächlich die Werke von Hagen, Sganzin, Rennie, Voisin-Bey und Stevenson, sowie Monographieen und Notizen aus technischen Zeitschriften, nur ausnahmsweise angeführt.

Digitized by Google

sind, ist dagegen durch Baggern allein nur mit aufserordentlichen Opfern dauernd zu ermöglichen. Dafs vor der Mündung der Uferlücken im Küstensaume jedenfalls Barren sich bilden müssen, ist im vorigen Capitel nachgewiesen, ebenso, welche Verhältnisse auf die Höhe derselben und auf die Erhaltung der Fahrrinnen von Einflufs sind.

Der Reisebericht,[1]) welchen die mit dem Entwurfe eines Projectes für den Tiefwasserhafen zu Boulogne beauftragten Ingenieure Stoecklin und Laroche veröffentlicht haben, widerspricht dieser Ansicht nur scheinbar. Die von ihnen als Beispiele für die Möglichkeit, Barren dauernd zu verhindern, angeführten Häfen liegen entweder an Flüssen oder Uferlücken, welche von kräftigen Spülströmen rein gehalten werden (Antwerpen, Liverpool, Hoek van Holland, Tyne, Nieuwe-Diep, Greenore), oder sind überhaupt nicht an flachen Sandküsten angelegt (Boulogne, Dover, Kingstown). Die Grundbedingung für das dauernde Tiefbleiben der Einfahrtsrinnen ist ein kräftiger Spülstrom. Wo ein solcher nicht natürlich vorhanden ist, mufs die Kunst ihn ersetzen.

1) Stoecklin et Laroche, Des Ports maritimes u. s. w.

(Fortsetzung folgt.)

Ueber die Stöfse des hydraulischen Widders in den Leitungen.

Eine Untersuchung der Mittel, die man behufs Abschwächung ihrer Wirkungen angewandt hat, von J. Michaud, Ingenieur.

Aus dem bulletin de la société Vaudoise des ingénieurs et des architectes (Jahrgang 1878) übersetzt von Ernst Wolff, Docenten an der technischen Hochschule zu Berlin.

Einleitung.

Wenn man plötzlich die Mündung, durch die das Wasser einer Leitung ausflofs, schliefst, so erzeugt man diejenige Erscheinung, die man den Stofs des hydraulischen Widders zu nennen übereingekommen ist. Durch die Aufhebung der Bewegung des Wassers bringt man die Arbeit in der Form der lebendigen Kraft, unter welcher sie aufgespeichert war, zum Verschwinden. Da sie aber doch nicht vernichtet werden kann, mufs sie auf irgend eine Weise aufgefangen werden. Hat man daher zu diesem Zweck keine besondere Vorrichtung angeordnet, so müssen die Wände der Leitung die Arbeit aufnehmen, indem sie unter der Wirkung des Ueberdrucks, der unmittelbar daraus hervorgeht, sich ausdehnen.

Nun ist der Weg, den die widerstehende Kraft der stets mehr oder weniger elastischen Wände macht, in der Regel sehr klein, und deswegen mufs, um die ganze lebendige Kraft des Wassers zu zerstören, diese widerstehende Kraft um so gröfser sein, je kleiner der durchlaufene Weg ist. Sobald die Wände der Leitung wenig elastisch sind, wie dies bei Gufseisen der Fall ist, tritt denn auch in Folge dessen Bruch ein. Ist die Geschwindigkeit des Wassers, welches man so zum Stillstand bringt, einigermaafsen beträchtlich, so wird die Elasticität der Wände, von welchem Material sie auch seien, vollkommen unzureichend, dem Stofse des Wassers Widerstand zu leisten, und nothwendiger Weise mufs ein Bruch entstehen.

Die Stöfse in den Leitungen sind immer die Folge davon, dafs man eine in Bewegung befindliche Wassermasse mehr oder weniger plötzlich zum Stillstand bringt. Entgegen der Meinung, die in den Giefsereien so verbreitet ist, ist das Vorhandensein von Luft niemals die directe Ursache dieser Erscheinung; im Gegentheil die in einer Leitung eingeschlossene Luft kann ein Mittel zur Abschwächung derselben sein, denn sie bietet dem in Bewegung befindlichen Wasser einen Buffer, der stets bereit ist, die aufgespeicherte Arbeit aufzunehmen und, was noch mehr ist, sie unter günstigen Bedingungen aufzunehmen, das heifst, indem sie dem Wasser eine verhältnifsmäfsig schwache Kraft entgegensetzt, während der zu durchlaufende Weg verhältnifsmäfsig grofs ist.

Doch wollen wir nicht unterlassen zu bemerken, dafs die Sorge, welche den Unternehmern von Wasserleitungsarbeiten das Vorhandensein von Luft in den Leitungen einflöfst, nicht ganz ohne Grund ist. Wenn nämlich das Vorhandensein von Luft auch nie die Ursache des Stofses ist, so kann doch in der That ihr plötzliches Entweichen oder eine plötzliche Ortsveränderung derselben die Gelegenheit dazu bieten. Es kommt in manchen Fällen vor, dafs eine in einer Leitung eingeschlossene Luftmasse, indem sie einfach entweicht oder plötzlich ihre Lage verändert, dem Wasser gestattet, eine gewisse Geschwindigkeit anzunehmen, die nur durch die Wände der Leitung aufgehoben werden kann, und dabei dieselben zerbricht.

Es kommt das mitunter vor während der Füllung von Druckleitungen, einer Arbeit, die darin besteht, dafs man die Luft, die sich in ihnen befindet, entfernt und in demselben Maafse durch Wasser ersetzt.

Es ist augenscheinlich, dafs man in erster Linie diese Füllung sehr langsam bewirken mufs, ganz abgesehen vom Vorhandensein oder Nichtvorhandensein der Luft; denn andernfalls würde, sobald man auf einmal eine grofse Wassermasse schnell eintreten läfst, der Stofs, der die Folge des Stillstandes dieses Wassers im Augenblicke seiner Ankunft am Ende der Leitung ist, um so gefährlicher werden, je gröfser die Geschwindigkeit der Füllung ist. Diese Vorsichtsmaafsregel reicht jedoch nicht immer aus, denn selbst wenn sie getroffen ist, kann es vorkommen, dafs eine gewisse Masse Luft, die sich gerade an bestimmten Punkten der Leitung besonders an den hochgelegenen befindet, später plötzlich aus einer oder der anderen Ursache ihren Ort verläfst und vermöge ihrer geringen Dichtigkeit schnell bis zum oberen Ende der Leitung aufsteigt. Die Folge davon ist, dafs eine Wassersäule von einer je nach den Umständen veränderlichen Gröfse sich in Bewegung setzt, ohne dafs man daran denkt, und ohne dafs man es verhüten könnte, dafs sie eine gewisse Geschwindigkeit annimmt, um ein gewisses Stück sich vorbewegt und, gezwungen, plötzlich Halt zu machen, einen Stofs verursacht, der verderbenbringend sein kann.

Es ist deswegen wichtig, dafs man die Füllung einer Leitung vorsichtig und langsam bewirkt, so sehr wie möglich den regelmäfsigen und allmäligen Austritt der Luft erleichtert und so die Bildung dieser gefährlichen Blasen verhindert.

Digitized by Google

Gerade derartige Erscheinungen rechtfertigen die Anwendung von Luftständern und Entlüftungsventilen.

Es liefsen sich Fälle anführen, in denen verschiedene Strecken von Leitungen, die zufällig behufs Vornahme von Reparatur oder zu anderen Zwecken geleert waren, von neuem gefüllt wurden, ohne dafs man die für den Austritt der Luft geeigneten Vorsichtsmaafsregeln ergriffen hätte. Die Folge davon war, dafs mitten in der folgenden Nacht die so in die Leitung eingeführten Luftblasen, welche nicht mehr durch die herabgehende Bewegung des Wassers in ihrer Lage festgehalten wurden, ziemlich schnell durch den Hochbehälter entwichen und Stöfse verursachten, die anscheinend unerklärlich waren, deren Vorkommen jedoch am folgenden Morgen durch die Nadel eines Maximummanometers verrathen wurde.

Wir wollen noch hinzufügen, dafs man oft dem Vorhandensein von Luft gewisse Rohrbrüche zuschreibt, die sich zur Zeit der ersten Füllung einer Leitung einstellen und einfach dem Umstande ihre Entstehung verdanken, dafs das gebrochene Rohr dem normalen Druck, dem es regelmäfsig ausgesetzt werden sollte, zu widerstehen aufser Stande war. Es ist nämlich unvermeidlich, dafs wenn die Arbeit der Legung der Leitung, um die es sich handelt, einigermaafsen langwierig und schwierig ist, manche Röhren, die im Anfang vollkommen gesund waren, während an ihnen gearbeitet wird, durch Stöfse oder auf andere Weise beschädigt werden. Aufserdem steht fest, dafs Rohre, die zur Zeit der Prüfung durch die hydraulische Presse während kurzer Augenblicke höheren Drucken Widerstand geleistet haben, unter der einfachen Wirkung des normalen Drucks, dem sie unterworfen werden sollen, springen, wenn dieser eine gewisse Zeit hindurch gewirkt hat. [1])

Der mehr oder weniger schnelle Schlufs der Schieber einer Druckleitung und das Spiel der Steuerung an den Wassersäulenmaschinen geben Veranlassung zur Bildung von Stöfsen, die man nicht immer zu verhüten im Stande ist, wie im Falle der Füllung. Man sucht dann ihre Wirkungen soviel wie möglich abzuschwächen, indem man Windkessel oder Sicherheitsventile anwendet.

Berechnung der Gröfse der Windkessel.

Das Mittel, welches zur Minderung der Wirkungen der Stöfse am häufigsten benutzt worden ist, ist der Windkessel. Wenn das in Bewegung befindliche Wasser durch die eben vor ihm geschlossene Mündung nicht mehr entweichen kann, tritt es in den Windkessel ein und comprimirt die Luft so lange, bis die ganze Arbeit, die es enthielt, verzehrt und es selbst zur Ruhe gekommen ist. Ihrerseits dehnt sich nun die Luft aus und giebt an das Wasser die Arbeit, die sie von demselben empfangen hatte, zurück, indem sie ihm eine Geschwindigkeit ertheilt von gleicher Gröfse und entgegengesetztem Sinne von der, die im Augenblick des Schlusses bestand. In Folge der so erlangten Geschwindigkeit erlaubt das Wasser, welches seine rückläufige Bewegung fortsetzt, der Luft, sich weit über ihr ursprüngliches Volumen hinaus auszudehnen, bis schliefslich die Schwere so weit kommt, das Wasser ein zweites Mal zum Stillstand zu bringen, um es nochmals umkehren zu lassen. So ergiebt sich eine Reihe von Schwingungen, die nie aufhören würden, wenn die zu Anfang im Wasser aufgespeicherte Arbeit nicht schliefslich in Folge der verschiedenen Reibungen verschwände.

Der Windkessel hat vor dem Sicherheitsventil den Vorzug, dafs bei ihm kein Wasser, also auch keine Arbeit verloren geht.

Wir wollen uns hier weder damit aufhalten, von der Form der Windkessel zu sprechen, noch von der Nothwendigkeit der Erneuerung der Luft, die das unter Druck befindliche Wasser allmälig verschluckt, noch von den Vorsichtsmaafsregeln, die man treffen mufs, um sich immer von dem Volumen der im Kessel enthaltenen Luft Rechenschaft geben zu können.

Wir wollen uns auf die Berechnung seiner Maafse beschränken.

Es sollen bedeuten:

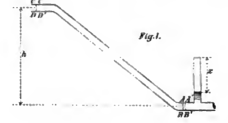
- p_0 den Druck der Atmosphäre auf den Behälter, der die Leitung speist;
- h die Gesammthöhe des Gefälles;
- H den Ueberschufs an Druck, in Wassersäulenhöhe gemessen, der bei der Festigkeit der Leitung zulässig ist;
- m die Masse des in Bewegung befindlichen Wassers;
- S den Querschnitt der Leitung;
- S' den Querschnitt des Windkessels;
- V das Volumen der Luft im Kessel in einem beliebigen Augenblicke;
- p den Druck der Luft im Kessel in einem beliebigen Augenblicke;
- u die Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung;
- ku^2 den Druckhöhenverlust, der der Geschwindigkeit u entspricht.

Der Coefficient k ist nach Darcy für ein und dieselbe Leitung constant, welches auch die Geschwindigkeit sei. Er bedeutet nichts anderes als den Druckhöhenverlust, welcher der Geschwindigkeit von 1 m entspricht.

Von den hierunter angewandten Buchstaben soll sich beziehen:

der Index $_0$ auf den statischen Zustand;
" " $_1$ auf den Beginn des Stofses;
" " $_2$ auf den Augenblick, wo der Druck ein Maximum ist;
" " $_3$ auf den Augenblick, wo der Druck ein Minimum ist.

Um die Aufgabe zu lösen, mufs man von der Differentialgleichung der lebendigen Kraft Gebrauch machen. In unseren ersten Rechnungen wollen wir den Einflufs der



[1]) Zwei grofse Leitungen, welche die Stadt Lausanne versorgen, haben bei der ersten Füllung und während der ersten Wochen, die darauf folgten, einen Bruch von nahezu einem Procent ihrer gufseisernen Rohre gehabt. Die Gesammtlänge der gufseisernen Theile der Leitungen beträgt ungefähr 14000 m und die Durchmesser halten sich innerhalb der Grenzen von 30 und 53 cm.

Digitized by Google

Zusammendrückbarkeit des Wassers und den der Elasticität der Wände vernachlässigen.

1. Fall. — Es ist nur eine Mündung am Ende der Leitung vorhanden und diese wird ganz und in einem Augenblicke geschlossen.

Die Gleichung der lebendigen Kraft giebt für den Zeitraum dt (Fig. 1 auf Spalte 424):

$$mudu = Sp_0 \times CC' + 1000\, Sh \times AA' - 1000\, ku^2 S \times AA' - Sp \times AA'$$

oder
$$mudu = -S' p_0 dx - 1000\, S' h dx + 1000\, ku^2 S' dx + S' p dx.$$ [1])

Das erste Glied ist das Differential der lebendigen Kraft.

Im zweiten Gliede findet man hinter einander die Arbeit des Drucks der Atmosphäre, die Arbeit der Schwere, die negative Arbeit der Reibung mittelst des Druckhöhenverlustes ausgedrückt, endlich die Arbeit des Widerstandes der Luft im Windkessel.

Beachten wir, dafs $p = \frac{p_e x_e}{x}$ und $p_e = p_o + 1000\, h$, so erhalten wir

$$mudu = -S'(p_e - 1000\, ku^2)\,dx + S' \frac{p_e x_e}{x} dx$$

und setzen wir $y = u^2$

und $dy = 2\, udu$,

so erhalten wir

$$\frac{m}{2} dy - 1000\, S' k y dx = -S' p_e dx + S' p_e x_e \frac{dx}{x}$$

oder wenn wir setzen $A = -\frac{2000\, S'k}{m}$ und $B = -\frac{2\, S' p_e}{m}$

$$dy + Aydx = B\left(1 - \frac{x_e}{x}\right) dx$$

also $$y = e^{-\int A dx}\left[\int e^{\int A dx} B\left(1 - \frac{x_e}{x}\right) dx + C\right].$$

Statt den Versuch einer Auflösung dieser Gleichung zu machen, welche auf divergirende Reihen führt, ziehen wir vor, für die Bedürfnisse der Praxis eine einfachere Lösung der Aufgabe zu suchen.

Wir wollen zunächst voraussetzen, dafs der Druckverlust gleich Null ist, so dafs $k = 0$, $p_e = p_1$ und $V_e = V_1$ da, wenn kein Druckverlust stattfindet, der Druck im Augenblick des Schlusses der Mündung gleich dem statischen Drucke ist.

Aus der Gleichung der lebendigen Kraft entsteht dann:

$$mudu = -S' p_e dx + S' p_e \frac{x_e}{x} dx$$

und das giebt zwischen den Grenzen u_1 und u und x_e und x integrirt

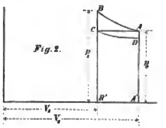
a) $$\tfrac{1}{2} mu_1^2 - \tfrac{1}{2} mu^2 = V_e p_e \ln \frac{p}{p_e} - (V_e - V) p_e.$$

Wenn die Geschwindigkeit u gleich 0 geworden ist, das heifst wenn das Maximum des Drucks erreicht ist, hat man

b) $$\tfrac{1}{2} mu_1^2 = V_e p_e \ln \frac{p_2}{p_e} - (V_e - V_2) p_e.$$

Die beiden Ausdrücke der rechten Seite der Gleichung b können wir graphisch darstellen. Zu dem Ende ziehen wir (Fig. 2) das Hyperbelstück AB, welches die Veränderungen des Drucks im Windkessel angieht, während das Volumen der Luft von seinem Anfangswerthe V_e oder V_1 in den End-

[1]) dx ist negativ, weil x abnimmt.



werth V_2 übergeht. Die Fläche $ABB'A'$ stellt den Ausdruck $V_e p_e \ln \frac{p_2}{p_e}$ oder die durch die Luft des Windkessels aufgezehrte Arbeit dar, während die Fläche $ACB'A'$ die Arbeit angiebt, die durch die Schwere und den Druck der Atmosphäre dem Wasser geliefert ist. Der Unterschied beider Flächen, nämlich das krummlinige Dreieck ABC, ist gleich der linken Seite der Gleichung, nämlich der Arbeit, die in der Gestalt lebendiger Kraft im bewegten Wasser aufgespeichert ist.

Wenn man dem Windkessel eine angemessene Gröfse gegeben hat, so ist der Unterschied der beiden Voluming V_1 und V_2 verhältnifsmäfsig klein und die Hyperbel AB wird sich sehr merkbar der geraden Linie nähern. Ist es gestattet, innerhalb dieser Grenzen an die Stelle der Hyperbel eine Gerade zu setzen, so entsteht aus den Gleichungen a und b:

a$_1$) $$\tfrac{1}{2} mu_1^2 - \tfrac{1}{2} mu^2 = (V_e - V)\frac{p - p_e}{2}$$

b$_1$) $$\tfrac{1}{2} mu_1^2 = (V_e - V_2)\frac{p_2 - p_e}{2}.$$

Die Formel a$_1$ wird uns die Veränderungen der Geschwindigkeit u, die vom Werth u_1, wenn das Volumen V_1 ist, in den Werth 0 übergeht, wenn das Volumen V_2 ist, zu berechnen gestatten, immer vorausgesetzt, dafs an die Stelle der Hyperbel eine gerade Linie gesetzt wird.

Wenn wir $V_1 - V = v$ und $p - p_1 = P$ setzen, so wird aus der Gleichung a$_1$:

$$u^2 = u_1^2 - \frac{vP}{m}.$$

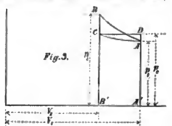
Es ist aber $$P = \frac{P_2 v}{v_2},$$

also $$u^2 = u_1^2 - \frac{P_2}{v_2 m} v^2.$$

Multipliciren wir dies mit $1000\, k$, so ergiebt sich

$$1000\, ku^2 = 1000\, ku_1^2 - \frac{1000\, k P_2}{v_2 m} v^2.$$

Wenn wir die vorstehenden Werthe von $1000\, ku^2$, d. h. den Druckverlust, der in jedem Momente stattfindet, als Ordinaten von AC abwärts auftragen, so beschreiben wir eine Curve, die eine Parabel mit verticaler Axe ist, welche ihren



Scheitel in D hat. Nun ist aber die Fläche CAD nichts Anderes als die Arbeit, welche durch die Reibung während

Digitized by Google

der ganzen Dauer des Stofses verzehrt ist, diejenige Arbeit, die wir vernachlässigt haben.

Wenn wir versuchen, sie in Rechnung zu stellen, so entsteht aus unserer Figur 2 die Figur 3, in der die Fläche $ABB'A'$ wie früher die widerstehende Arbeit des Windkessels bedeutet. Die Fläche $DCB'A'$ giebt die bewegende Arbeit der Schwere und die Fläche CDA die durch die Reibung verzehrte Arbeit. Daraus geht hervor, dafs das krummlinige Dreieck ABC den Ueberschufs der widerstehenden Arbeit über die bewegende darstellt und dafs dieser der lebendigen Kraft des Wassers gleich sein mufs, damit während des Uebergangs des Volumens V_1 in das Volumen V_2 die Bewegung des Wassers zum Stillstand gebracht wird.

Um diese Gleichheit in Form einer Gleichung zum Ausdruck zu bringen, kann man an Stelle der Hyperbel AB und der Parabel AC gerade Linien setzen und man hat dann ein geradliniges Dreieck ABC, dessen Fläche nahezu gleich dem des krummlinigen Dreiecks ist. Aus der Gleichung b wird schliefslich

$$\frac{m u_1^2}{2} = (V_1 - V_2)\frac{p_2 - p_e}{2}.$$

Diese Gleichung unterscheidet sich von der vorhergehenden nur dadurch, dafs die Differenz $(V_1 - V_2)$, welche in der zweiten auftritt, immer gröfser ist als die Differenz $(V_e - V_2)$, welche in der ersten steht.

Dieses Schlufsresultat zeigt aufserdem, dafs die Annahme, welche als Grundlage für die Berechnung der Veränderungen der Geschwindigkeit u gedient hat, der Wahrheit sehr nahe kommt, so dafs dadurch die Richtigkeit der Werthe, welche für die Berechnung der Arbeit der Reibung entwickelt sind, bestätigt wird.

Da der Werth, den man in der Praxis zu berechnen hat, das Volumen V_e und nicht die Differenz $(V_1 - V_2)$ ist, so mufs vorstehende Formel noch durch die folgende, in der V_1 und V_2 durch V_e ausgedrückt sind, ersetzt werden.

$$\text{I.} \quad V_e = \frac{p_1 p_2 m u_1^2}{p_e (p_2 - p_1)(p_2 - p_e)}.$$

Hätte man den Einflufs des Druckverlustes vernachlässigt, so würde man gefunden haben:

$$\text{Ia.} \quad V_e = \frac{p_2}{(p_2 - p_e)^2} m u_1^2.$$

Diese beiden Formeln sind einfacher und die erste ist genauer als die, welche gewöhnlich angewandt wird, bei welcher der Einflufs des Druckverlustes in Folge der Reibung vernachlässigt ist.

2. Fall. — Die Leitung endigt in mehreren Mündungen, von denen man einige in einem Augenblick schliefst, oder, was auf dasselbe hinauskommt, in einer Mündung, die man nur theilweise schliefst.

Im Augenblick des theilweisen Schlusses war die Gesammtausflufsmenge $Q = S u_1$.

Die Mündungen, die man schliefst, gaben $\alpha S u_1$.

Die offen gelassenen gaben $\beta S u_1 = (1 - \alpha) S u_1$.

Um die Berechnung zu erleichtern, setzen wir voraus, dafs der Windkessel einen Querschnitt αS hat.

Das Maximum des Drucks p_2 wird erreicht, bevor die Geschwindigkeit in der Leitung auf βu_1 gesunken ist (und die Ausflufsmasse auf βQ) und zwar in dem Augenblick, in dem $u_2 = \beta u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x_2}}$ ist, wovon man sich leicht überzeugen kann, wenn man erwägt, dafs die offen gebliebenen Mündungen, die, wenn der Druck auf seine normale Höhe zurückgekehrt sein wird, zusammen $\beta S u_1$ geben werden, mehr geben müssen in dem Augenblick, in welchem in Folge des Stofses der Druck augenblicklich vergröfsert ist.

Nehmen wir an, dafs der Druckverlust einen Werth habe, der constant ist, und zwar gleich seinem mittleren, und setzen $1000\,k\frac{u_1^2 + \beta^2 u_1^2}{2} = K$, so haben wir als Gleichung der lebendigen Kräfte

$$m u\, du = S u (p_e - K)\, dt - S u p_e \frac{x_e}{x}\, dt.$$

Die Vergleichung der Wassermassen, die in der Leitung ankommen, mit denen, die in den Windkessel eintreten oder durch die offen gebliebenen Mündungen ausfliefsen, giebt uns eine zweite Gleichung.

Im Augenblicke, wo die Länge des Raumes, die von der Luft im Kessel eingenommen wird, x ist, ist der Druck $y = p_1 \frac{x_1}{x}$, und die entsprechenden Ausflufsmengen sind:

1. durch die noch offenen Mündungen $\beta S u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}$.

2. in den Windkessel hinein $S u - \beta S u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}$.

Da der Querschnitt des Windkessels αS ist, so hat man als Geschwindigkeit darin

$$\frac{S u - \beta S u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}}{\alpha S} = -\frac{dx}{dt}.$$

Wenn man daraus dt auszieht und in die vorhergehende Gleichung einsetzt, ergiebt sich:

$$m u\, du - m \beta u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}\, du = \alpha S p_e \frac{x_e}{x}\, dx - \alpha S (p_e - K)\, dx.$$

Man kann in der Praxis diese Differentialgleichung auflösen, indem man den Ausdruck $\beta u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}$, der der Ausflussmasse der offen gebliebenen Mündungen entspricht, durch seinen mittleren Werth ersetzt. Der so begangene Fehler ist sehr klein, wenn $\frac{x_1}{x_2} = \frac{p_2}{p_1}$, was der äufserste Werth von $\frac{x_1}{x}$ ist, nicht zu sehr von der Einheit abweicht, und dies wird immer der Fall sein bei einer mit Verständnifs entworfenen Anlage.

Aus der Gleichung entsteht dann:

$$m u\, du - m \beta u_1 \left(\frac{1 + \sqrt{\frac{x_1}{x_2}}}{2}\right) du = \alpha S p_e \frac{x_e}{x}\, dx - \alpha S (p_e - K)\, dx,$$

was von u_1 bis $\beta u_1 \sqrt{\frac{x_e}{x_2}}$ und von x_1 bis x_2 integrirt giebt

$$\tfrac{1}{2} m u_1^2 \left(\alpha - \alpha\beta \sqrt{\frac{p_2}{p_1}}\right) = V_e\, p\, ln \frac{p_2}{p_1} - (V_1 - V_2)(p_e - K).$$

Construirt man eine Figur analog der Figur 3, so sieht man, dafs diese Formel fast ohne Fehler in der einfacheren Form geschrieben werden kann:

$$\text{II.} \quad \tfrac{1}{2} m u_1^2 \left(\alpha - \alpha\beta \sqrt{\frac{p_2}{p_1}}\right) = (V_1 - V_2)\frac{p_2 - (p_e - 1000\,k\beta^2 u_1^2)}{2}.$$

Digitized by Google

Die Untersuchung der Gleichung II zeigt, dafs wenn man beispielsweise eine Leitung hat, die in zwei gleich grofsen Mündungen endigt, aus denen gleichzeitig Ausflufs stattfindet, das Maximum des Drucks, welches entsteht, wenn man plötzlich die erste Mündung schliefst, kleiner ist als das, welches erreicht wird, wenn nach Wiederherstellung des Gleichgewichts man plötzlich die zweite Mündung schliefst; und dennoch ist das Quantum der lebendigen Kraft, welches der Windkessel zu zerstören hat, im ersten Falle dreimal so grofs als im zweiten. Das erklärt sich durch den Ueberschufs an Arbeit, welchen das aus der zweiten Mündung fliefsende Wasser leistet, während sich der durch den Schlufs der ersten verursachte Stofs vollzieht.

Im Falle eine Leitung in mehreren Mündungen endigt, die nie gleichzeitig geschlossen werden, mufs man deswegen den Windkessel am Ende unter der Voraussetzung berechnen, dafs aus der gröfsten Mündung allein Ausflufs stattfindet und diese geschlossen wird.

Es würde aber nicht genügen, wenn man dem Kessel die mit Hilfe der Formeln I und II erlangten Maafse geben wollte. In Folge der Ausdehnung, die auf die erste Zusammendrückung folgt, könnte es sich nämlich ereignen, dafs Luft aus dem Kessel aus- und in die Rohre der Leitung eintritt, ohne dafs dieselbe durch die folgende Schwingung in ihre richtige Lage zurückgeführt würde. Das würde, was die Heftigkeit des Stofses anbelangt, zu keinen Unzuträglichkeiten führen, aber es könnte leicht kommen, dafs im Augenblicke der Wiederöffnung der Mündung, oder im Falle 2 sogar während des Stofses, die in die Leitung gelangte Luft gleichzeitig mit dem Wasser nach aufsen entwiche. Um das Maximum des Volumens, welches nach dem Stofse von der Luft eingenommen wird, zu bestimmen, mufs man unter Berücksichtigung des Druckhöhenverlustes die umgekehrte Geschwindigkeit des Wassers in dem Augenblick, wo das anfängliche Volumen der Luft wieder erreicht ist, berechnen und dann mit Hilfe dieser gegebenen Gröfse das schliefsliche Volumen im Augenblick, wo die rückläufige Bewegung wieder aufgehoben ist, bestimmen.

Man erhält dabei nahezu dieselben Resultate, wie wenn man untersucht, welche Ausdehnung das Volumen der Luft erleidet, wenn man plötzlich die Mündung öffnet.

Nehmen wir wieder die Figur 1 und vernachlässigen den Druckverlust, so haben wir unter letzterer Voraussetzung für die Bewegung der Masse $ABCD$ nach $A'B'C'D'$

$$m u\,du = S p_e\, u\,dt - S p_e \frac{x_e}{x} u\,dt.$$

Da der Querschnitt des Windkessels S' ist, so ergiebt eine Vergleichung der Durchflufsmengen oberhalb des Kessels und im Kessel mit der Ausflufsmenge durch die Mündung die Gleichung:

$$S u + S' \frac{dx}{dt} = \frac{S u_1}{2}\left(\sqrt{\frac{x_e}{x_3}} + 1\right).$$

Das zweite Glied ist das Mittel von der Ausflufsmenge der Mündung, welche von ihrem Anfangswerthe $S u_1$ in den Werth $S u_1 \sqrt{\frac{x_e}{x_3}}$ übergeht, wenn der Druck von p_e auf p_3 sinkt. Der Fehler, den man macht, indem man an Stelle der wirklichen Ausflufsmasse die mittlere setzt, kann vernachlässigt werden.

Zieht man hieraus dt und setzt es in die vorhergehende Gleichung ein, so entsteht

$$-m u\,du + \frac{m u_1}{2}\left(\sqrt{\frac{x_e}{x_3}} + 1\right) du = S' p_e\, dx - S' p_e \frac{x_e}{x} dx.$$

Integrirt man von 0 bis $u_1 \sqrt{\frac{x_e}{x_3}}$ und von x_e bis x_3, so findet man

$$\frac{m}{2} u_1^2 \sqrt{\frac{p_3}{p_e}} = p_e (V_3 - V_e) - V_e p_e \, ln \frac{p_e}{p_3}.$$

Führt man in diese Gleichung die negative Arbeit der Reibung ein und ersetzt die Hyperbel durch eine Gerade, so kann man schreiben:

$$\frac{m}{2} u_1^2 \sqrt{\frac{p_3}{p_e}} = (V_3 - V_e) \frac{p_e - (p_3 + 1000\, k u_1^2)}{2},$$

oder

$$\text{III.} \quad \frac{m u_1^2}{V_e \sqrt{p_e}} = \frac{(p_e - p_3)(p_e - p_3 - 1000\, k u_1^2)}{p_3^{1 \cdot 5}}.$$

Aus dieser Gleichung kann man durch allmälige Annäherung leicht p_3 und daraus V_3 berechnen.

Uebrigens kann man sich behufs Berechnung von V_3 vollständig mit der nachstehenden Formel III a als einer hinreichend genauen begnügen, in der der Einflufs des Druckverlustes vernachlässigt, die Ersetzung der Hyperbel durch eine Gerade beibehalten und einfach ausgedrückt wird, dafs zwischen der Arbeit, welche die sich ausdehnende Luft liefert, wenn das Wasser sich in Bewegung setzt, und zwischen der Arbeit, die sie aufnimmt bei Aufhebung der Bewegung des Wassers, vollständige Gleichheit herrscht.

$$\text{III a.} \quad V_3 = 2 V_e - V_2.$$

Beispiele. — Die Leitung, welche das Wasser des Hochbehälters von Chailly nach dem Bahnhof du Flon führt zur Bedienung der Turbine der Drahtseilbahn Lausanne Ouchy, hat 2550 m Länge und 50 cm Durchmesser. Das Gesammtgefälle beträgt 140 m. Setzen wir voraus, das Wasser habe eine Geschwindigkeit von 35 cm, was einer Ausflufsmenge von 70 l und 100 Pferdekräften entspricht, und nehmen wir an, dafs der Druck der Atmosphäre auf den Hochbehälter 10 m Wasserhöhe entspricht und der erlaubte Ueberdruck H 10 m beträgt.

Der Coefficient k oder der Druckverlust für 1 m Geschwindigkeit ist gleich 11.

Schliefst man plötzlich den Schieber am Ende der Leitung, so hat man nach Formel I:

$$V_e = \frac{148600 \cdot 160000 \cdot 51000 \cdot 0{,}35^2}{150000 \cdot 11400 \cdot 10000} = 8{,}7.$$

Die Formel Ia, bei der der Einflufs des Druckverlustes nicht berücksichtigt ist, würde gegeben haben:

$$V_d = \frac{160000}{10000^2} \cdot 51000 \cdot 0{,}35^2 = 10{,}0.$$

Das Minimum des Volumens ist $V_2 = \frac{150000}{160000} \cdot 8{,}7 = 8{,}16$.

Das Maximum des Volumens nach Formel III berechnet, ist:

$$V_3 = 9{,}35.$$

Die Formel III a hätte gegeben

$$V_3 = 9{,}24.$$

Das zeigt wohl, dafs die Annäherung der Formel III a genügend ist.

Nach den Berechnungen eines Professors, der für eine Autorität in der Hydraulik gilt, hatte man an das Ende der

Digitized by Google

Leitung Lausanne Ouchy einen Windkessel von $0,_{250}$ cbm Inhalt gesetzt. Wenn der Maschinist aus Unaufmerksamkeit die Mündung in einem Augenblick oder nahezu in einem solchen geschlossen hätte, was immerhin möglich war, so hätte sich der Druck nach Formel I auf 226 m erhöhen müssen. In Wirklichkeit hat der Druck bei den verderblichsten Stöfsen 210 m nicht überschritten, einmal, weil der Schlufs nicht absolut in einem Augenblick stattfand, und weiter, weil die Elasticität der Wände und die Zusammendrückbarkeit des Wassers einen noch gröfseren Einflufs ausüben als ein Windkessel von 250 l Inhalt.

Sicherheitsventile.

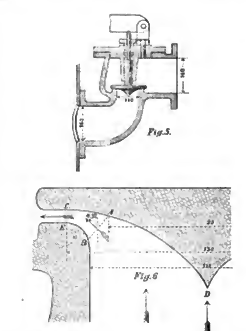
Wenn ein Sicherheitsventil richtig angeordnet ist, mufs es sich vollständig öffnen können, ohne dafs der Ueberdruck in dem Gefäfs, zu dessen Schutz es da ist, vom Beginn his zum Schlufs der Oeffnung sich ändert. Diese anscheinend so einfache Bedingung ist im Gegentheil sehr schwer zu erfüllen. Bei den meisten Modellen, die bei der Industrie Anwendung gefunden haben, fängt das Ventil wirklich in dem Augenblicke an sich zu heben, wo der Ueberdruck den berechneten Werth erreicht, aber in dem Maafse, wie die Ausflufsöffnung gröfser wird, nimmt der Ueberdruck im Inneren des Gefäfses auch zu in Folge der Geschwindigkeit, die der Flüssigkeit an der Stelle, wo sie auf das Ventil wirkt, ertheilt werden mufs, bevor sie nach aufsen entweicht.

Eine andere Schwierigkeit bei der Berechnung dieser Apparate ist die Unsicherheit, in der man sich bezüglich der Lage der Punkte, in denen die wirkliche Berührung zwischen dem Ventil und seinem Sitze stattfindet und folglich auch bezüglich der Ausdehnung der dem inneren Drucke unterworfenen Fläche befindet. In dem Falle eines Sicherheitsventils für eine hydraulische Presse wird die Unsicherheit sehr störend, ja selbst gefährlich, weil die ringförmige Fläche, deren verschiedene Punkte die Grenzlinie zwischen den Räumen, in denen der innere und äufsere Druck herrscht, angeben können, sehr grofs im Verhältnifs zu der ist, die auf alle Fälle dem Wasserdruck ausgesetzt ist.

Wenn es sich um die Berechnung von Ventilen handelt, welche die Wirkungen von Stöfsen in Wasserleitungen vermindern sollen, mufs man die Trägheit des Gewichts berücksichtigen, zu dessen Anwendung man sich veranlafst sehen kann, um die Drucke auf das Ventil in das Gleichgewicht zu bringen. Diesen Gedanken bestimmter zum Ausdruck zu bringen, wollen wir annehmen, es handelt sich um eine Leitung von 10 Atmosphären Druck, für die ein Ueberdruck von 2 Atmosphären erlaubt ist. Ist für das Ventil mittelst eines angemessenen Gewichts das Gleichgewicht hergestellt, so wird ein Druck, der unendlich wenig über die berechneten 12 Atmosphären hinausgeht, zur Aufhebung des Ventils und des dasselbe belastenden Gewichts hinreichen, aber nur unter der Bedingung, dafs man ihm hierzu unendlich lange Zeit läfst. Es ist leicht einzusehen, dafs dieser Ueberdruck über die vorgesehenen 12 Atmosphären noch um weitere 12 Atmosphären hinausgeben müfste, wenn das Ventil sich mit der Geschwindigkeit eines frei fallenden Körpers heben sollte. Genau dieselben Erwägungen wiederholen sich, wenn das Gewicht am Ende eines Hebels wirkt. Wenn das belastete Ventil mit einem Windkessel combinirt wird, kann die der Trägheit des Gewichts anhängende Unzuträglichkeit nahezu ganz verschwinden.

Diese Unzuträglichkeit stellt sich nicht ein bei Federventilen, weil da nur wenig Masse in Bewegung zu setzen ist, dafür aber giebt es eine andere sehr bedeutende, nämlich die Federn müssen aufserordentlich lang sein, wenn man will, dafs der Druck, dem sie wiederstehen, im Verhältnifs zu ihrer Ausdehnung sich wenig ändert. Die Doppelsitzventile zeigen in einem noch höheren Grade die Unzuträglichkeit, welche von der Unsicherheit in der Berechnung der Belastung, die sie erhalten müssen, kommt. Sie haben den Vorzug, dafs sie nur verhälnifsmäfsig geringe Belastungen brauchen und nur einen halb so grofsen Hub, um bei gleichem Durchmesser dieselbe Ausflufsöffnung zu geben wie die gewöhnlichen Ventile.

Endlich ist eine allen diesen Ventilen gemeinsame Unzuträglichkeit ihre Undichtheit; es ist ja leicht einzusehen, dafs trotz aller auf die Abdrehung der Sitze verwandten Sorgfalt der Unterschied zwischen der Last, die das Ventil auf seinem Platz erhält und der Kraft, die es aufzuheben bestreht ist, da er nothwendigerweise sehr klein sein mufs, eben deswegen wenig im Stande ist, einen guten Schlufs zu erhalten. Die Schwierigkeit, die Doppelsitzventile dicht zu machen, ist viel gröfser als bei den anderen Systemen wegen der Geringfügigkeit des Ueberdrucks im Verhältnifs zur Gröfse beider Sitze.



Nichts kann die verschiedenen Schwierigkeiten und selbst die verschiedenen Irrthümer, denen man bei der Berechnung der Sicherheitsventile ausgesetzt ist, besser zeigen, als wenn wir das in Fig. 5 und 6 dargestellte Sicherheitsventil als Beispiel benutzen. Dieses Ventil ist bei der Leitung der Bahn Lausanne Ouchy nach den Zeichnungen und Berechnungen des schon erwähnten Professors angebracht worden, nachdem die Erfahrung die Unzulänglichkeit des Windkessels von 250 l Inhalt dargethan hatte. Wir wollen zunächst den Gang derjenigen Rechnung geben, die als Grundlage für

Digitized by Google

seine Construction gedient hat, später wollen wir versuchen, eine andere genauere aufzustellen.

Erste Berechnung. — Das Maximum der Ausflufsmasse in der mit diesem Ventil versehenen Leitung beträgt 136 l, der normale Druck 140 m und der erlaubte Ueberdruck während der Stöfse 15 m. Unter diesem Gesammtdrucke von 155 m genügt, wenn man den Ausflufscoefficienten zu $0,_{85}$ rechnet, ein Querschnitt der Oeffnung von 29 qcm, um den Ausflufs von 136 l sicher zu stellen. Man erhält diesen Querschnitt von 29 qcm durch ein Ventil von 13 cm Durchmesser, wenn dieses sich um 7 mm hebt. Eine Belastung von 2057 kg, die auf das Ventil wirkt, hält dem inneren Drucke von 155 m das Gleichgewicht. Die Belastung wird mittelst einer Spiralfeder erzielt, die am Ende eines Hebels, dessen Arme das Verhältniss 1 zu 10 haben, wirkt und einen Zug von $205,_7$ kg ausübt. Die Feder besteht aus einem Stahldrahte von 14 mm Durchmesser, der in 40 Windungen von 10 cm mittlerem Durchmesser aufgerollt ist, und es genügt, sie um 221 mm auszudehnen, um den verlangten Zug von $205,_7$ kg zu erhalten. Wenn das Ventil um die 7 mm gehoben wird, die nöthig sind, um die fragliche Ausflufsmasse von 136 l zu geben, mufs offenbar die Feder sich um noch 70 mm ausdehnen, doch wird sie trotz dieser Ausdehnung noch weit von dem Punkte entfernt sein, wo sie Gefahr läuft zu brechen.

Abgeänderte Berechnung. — Die folgenden Rechnungen werden uns zeigen, dafs dieses Ventil, welches planmäfsig seine Aufgabe vollkommen erfüllen sollte, sobald der Stofs einen inneren Ueberdruck von 15 m hervorgebracht, dies in Wirklichkeit erst dann thun kann, wenn der Ueberdruck zum Mindesten gleich 100 m ist. Nehmen wir einen Augenblick an, dafs dieser Ueberdruck wirklich erreicht sei, so wird der innere Druck 140 + 100 = 240 m betragen, und die diesem Drucke entsprechende Geschwindigkeit wird genügen (wenn wir denselben Ausflufscoefficienten wie oben $0,_{85}$ anwenden), die 136 l zum Ausflufs zu bringen, während das Ventil sich nur um $5,_7$ mm hebt.

Um das eben Gesagte nunmehr zu beweisen, wird es genügen, wenn wir zeigen, dafs unter diesen Umständen Gleichgewicht herrscht zwischen dem Zug der Feder und dem durch das Wasser auf die untere Fläche des Ventils ausgeübten Druck.

Der Zug der Feder, der vor der Oeffnung des Ventils $205,_7$ kg betrug und durch eine Verlängerung von 221 mm hervorgebracht war, wird 259 kg betragen, wenn der steigende Hebel diese Verlängerung auf den Werth von 221 + 57 = 278 mm gebracht hat. Der durch die Feder auf das Ventil ausgeübte Druck wird also 2590 kg betragen.

Das Wasser im Inneren der Leitung, welches eine verhältnifsmäfsig unbedeutende Geschwindigkeit hat, kommt zunächst in das Rohr von 11 cm Durchmesser zwischen Leitung und Ventilsitz und mufs daselbst eine Geschwindigkeit von $14,_3$ m annehmen, um das Ausflufsmaafs von 136 l zu erreichen. Nun kann es aber diese Geschwindigkeit nur erlangen, indem es theoretisch $\frac{14,_3^2}{2g}$ m Druck verliert, und in Wirklichkeit wegen der Form der Eintrittsöffnung $\frac{3}{2} \cdot \frac{14,_3^2}{2g}$, das sind 15 m. Es ist also der Druck, der ein wenig unterhalb des tiefsten Punktes des Ventils stattfindet, um 10 m kleiner als der Druck im Inneren der Leitung, wenn man sich damit begnügt, nur den theoretischen Druckverlust zu nehmen. Im Augenblick, in dem das Wasser durch den ringförmigen Querschnitt AB, Fig. 6, fliefst, hat es seine Geschwindigkeit nahezu verdoppelt, und der theoretische Gesammtdruckverlust im Punkt A beträgt 40 m. Endlich in dem Augenblick, in dem das Wasser den Punkt C erreicht, ist der Druck vollständig verloren gegangen, das heifst, er ist bis auf den Atmosphärendruck gesunken, denn wir setzen trotz der für den Ausflufs sehr ungünstigen Form der über dem Ventil befindlichen Haube voraus, dafs daselbst der Atmosphärendruck herrscht. So erhalten wir:

1. Auf dem inneren Theil des Ventils beträgt der mittlere Druck $\frac{240-10+240-40}{2} = 215$ m und da er auf einen Kreis von 90 mm Durchmesser ausgeübt wird, so giebt dies eine Belastung von . . . . 1367 kg.

2. Der auf den ringförmigen Theil des Ventils ausgeübte mittlere Druck von $\frac{240-40}{2} = 100$ m wirkt auf die Fläche zwischen dem Umfang der Kreise von 90 und von 130 mm Durchmesser und ergiebt eine Belastung von . . . . 691 -

Im Augenblick, wo das Wasser den Punkt D, Fig. 6, erreicht, ist die durch den Pfeil angegebene Richtung seiner Geschwindigkeit eine axiale. Von diesem Punkt an zwingt das Ventil zu einer allmäligen Veränderung dieser Richtung, bis sie radial geworden ist in dem Augenblick, in dem das Wasser nach aufsen entweicht. Es ist sehr complicirt, wenn nicht unmöglich, den Druck, der aus dieser allmäligen Ablenkung der Geschwindigkeit auf das Ventil hervorgeht, genau zu berechnen. Wir wollen einfach sagen, dafs im ersten Theil des Weges, den das Wasser von D bis A durchläuft, seine Geschwindigkeit von $14,_{30}$ m auf $28,_{60}$ m übergeht und seine mittlere Richtung um 45 Grad abgelenkt wird, so dafs der von diesem Theil auf das Ventil ausgeübte Druck ist

$$\frac{136}{g} \cdot \frac{14,_3 + 28,_6}{2} \cdot (1 - \cos 45^0) = \quad 84 \text{ -}$$

Die zweite Ablenkung der Geschwindigkeit, die von 45° bis 90° stattfindet, während welcher die Geschwindigkeit von $28,_6$ m auf $69,_2$ m steigt, erzeugt auf das ablenkende Ventil einen Druck von

$$\frac{136}{g} \cdot \frac{28,_6 + 69,_2}{2} \cdot \cos 45^0 = \quad 447 \text{ -}$$

Summe 2589 kg.

Es findet also gerade in dem Falle Gleichgewicht statt zwischen dem vom Wasser auf die eine Seite des Ventils und dem von der Feder auf die andere Seite desselben ausgeübten Druck. Ist die aus der Leitung fliefsende Wassermenge geringer als 136 l, so wird die erforderliche Oeffnung des Ventils kleiner, und dasselbe findet mit dem Ueberdruck statt, der bis auf 15 m sinkt, in dem Augenblick, in dem die Ausflufsmenge unendlich klein wird.

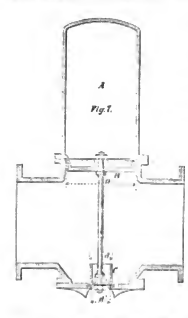
Dieses Ventil war übrigens niemals dicht, trotz der vier oder fünf Arten von Dichtungsringen, die man auf

Digitized by Google

seinem Sitz angebracht (in der Figur sind sie nicht angegeben) und bei den stärksten gewöhnlich vorkommenden Stöfsen ging die durch das Ventil austretende Wassermenge nie über das dreifache oder vierfache von dem hinaus, was gewöhnlich dadurch verloren ging, das heifst eine Menge, die ganz aufser Stande war, auf die Stärke der Stöfse einen Einflufs anszuüben.

Setzt man an Stelle der hier verwendeten Feder ein die gleiche Wirkung ausübendes Gewicht, das heifst ein solches, welches das Ventil mit 2057 kg belastet, so kommt man dahin, dafs man nur noch einen Ueberdruck von 55 m braucht, um das Ventil vollständig zu heben, wie leicht zu berechnen ist. Nur mufs dieses Ventil mit Gewicht in Verbindung mit einem kleinen Windkessel gebracht werden wegen der Trägheit, deren Einflufs man, um den angegebenen Ueberdruck zu finden, vollständig vernachlässigen mufs.

Diese unvertheilhaften Ergebnisse sind zum Theil dem Vorhandensein der Krümmung BE mit 10 mm Radius zuzuschreiben. Hat man Ventile mit konischem Sitze, und findet die Berührung zwischen Ventil und Sitz auf der grofsen Basis des abgestumpften Kegels statt, wie das vorkommen kann, so entstehen dieselben Unzuträglichkeiten. Vergröfsert man den Durchmesser, so vermindert man den Druckverlust in dem Theil der Flüssigkeit, der das Ventil hebt, ohne jedoch soweit zu kommen, dafs man sie vollständig unterdrückt; gleichzeitig kommt man bald auf aufserordentlich grofse Maafse und Gewichte der Ventile.



Ein System von Ventilen, welches alle die verschiedenen Arten von Unzuträglichkeiten, auf die wir eben hingewiesen, vermeidet, ist dasjenige, welches an Stelle der Feder comprimirte Luft verwendet. Als Vertreter dieser Gattung kann man das in Figur 7 dargestellte Ventil betrachten. Der Druck der Luft im geschlossenen Gefäfs A ist gleich dem statischen Druck des Wassers, so dafs der Kolben B vollständig im Gleichgewicht ist, solange kein Druckverlust stattfindet. Das Ventil C wird auf seinem Sitz festgehalten durch den ganzen Druck, der in der Leitung herrscht, und ist in Folge dessen dicht. Tritt ein Stofs ein, so genügt eine geringe Vermehrung des auf die grofse Fläche des Kolbens wirkenden Druckes, um dem auf das Ventil, welches einen kleineren Durchmesser hat, wirkenden das Gleichgewicht zu halten.

Die gröfste Oeffnung, welche nöthig ist, um das ganze Wasser in dem Verhältnifs, wie es in der Leitung, die man eben plötzlich geschlossen, ankommt, ausfliefsen zu lassen, bestimmt die Maafse des Ventils. Daraus leitet man die des Kolbens durch folgende Rechnung ab:

$$d^2 (h + H) = D^2 H,$$

woraus folgt IV. $$\frac{D^2}{d^2} = 1 + \frac{h}{H}.$$

Diese Formel giebt den theoretischen Ueberdruck, bei dem die auf das Ventil wirkenden Kräfte im Gleichgewichte sind. Soll sich dasselbe heben, so mufs dieser Ueberdruck noch um eine Wenigkeit zunehmen, einmal, um das Gewicht des Ventils aufzuheben, ferner die Reibungen zu überwinden, endlich die ganze Masse in Bewegung zu setzen, was sich übrigens genau in derselben Weise bei allen anderen Ventilen zeigt. Bei dieser besonderen Gattung genügt eine geringe Vermehrung von H, um eine verhältnifsmäfsig bedeutendere Kraft zu gewinnen, als bei jeder anderen Art, welche bald diese unbedeutenden Hindernisse überwindet. Ist das Ventil vollständig gehoben, so erleidet die Gleichgewichtsgleichung eine geringfügige Abänderung wegen der Zusammendrückung des Luftkissens.

Bezeichnen wir den neuen Ueberdruck in diesem Augenblick mit H' und mit δ das Verhältnifs $\frac{V_1 - V_2}{V_2}$ zwischen dem Maafse, um welches das Volumen des Windkessels vermindert worden ist, und seinem schliefslichen Volumen, so haben wir:

$$d^2 (h + H') = D^2 (H' - \delta h),$$

woraus folgt $$\frac{D^2}{d^2} = \frac{h + H'}{H' - \delta h} = 1 + \frac{h}{H}$$

und V. $$H' = H + \delta (H + h).$$

Ist die Länge der Kammer 78 cm und hebt sich das Ventil höchstens um 1 cm, so ist $\delta = \frac{1}{78}$, so dafs, wenn $h = 140$ m und $H = 15$ m ist, man $H' = 17$ m findet.

Man wird gut thun, dem Ventil einen konischen Sitz zu geben, so dafs der austretende Wasserstrahl derartig geführt wird, dafs er keine Veranlassung zur Bildung eines Gegendrucks auf das Ventil von aufsen giebt. Der Sitz selbst mufs schmal sein, damit der leichte Druck, der zwischen Ventil und Sitz, während das Wasser hindurchfliefst, vorhanden ist, die Aufhebung desselben nicht über das Maafs erleichtert. Endlich mufs man dem Ventil und dem Rohransatz, der ihm das Wasser zuführt, Form und Maafse entsprechend denen der Figur 7 geben, welche sich auf denselben Fall wie die vorstehende Rechnung bezieht. Bei dieser Form des Rohransatzes kann während der Ausflufsbewegung des Wassers kein Druckverlust über dem Ventil stattfinden, welcher Druckverlust anderenfalls beim geringsten Stofs eine vollständige Aufhebung des Ventils und eine Reihe von Schwingungen desselben zwischen Oeffnung und Schlufs hervorbringen würde, die man gut thut, zu vermeiden. In dem Maafse, wie das Wasser sich der Mündung nähert, entstehen daselbst Druckverluste, welche mit der Geschwindigkeit des Wassers wachsen, aber keinen Einflufs auf das Gleichgewicht haben, weil sie ihre Wirkungen auf die seitlichen Wände des Ventils ausüben und sich gegenseitig aufheben.

Die Ausflufsmündung, die berechnet werden mufs, ist diejenige, welche den inneren Durchmesser $d' < d$ hat; vorsichtigerweise wird man mit einem Ausflufscoefficienten, der kleiner ist als 0,85, rechnen bei Bestimmung der Lage, in der das Ventil aufgehalten werden soll.

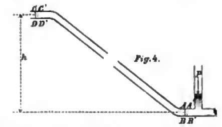
Digitized by Google

Es ist nicht nothwendig, die Luft im Gefäfs so oft wie in einem gewöhnlichen Windkessel zu erneuern. In Wirklichkeit bleibt immer eine gewisse Schicht Wasser über dem Kolben stehen, und findet eine Entweichung durch die Dichtungen statt (etwas, was kaum zu befürchten ist, da der Unterschied der Drucke auf beiden Seiten unbedeutend ist), so geht nur Wasser hindurch und da immer dasselbe Wasser in Berührung mit der Luft ist, kann diese nicht von ihm verschluckt werden und so verschwinden.

Fängt die Dichtung des Kolbens an, schadhaft zu werden, so könnte es in einem bestimmten Zeitpunkte vorkommen, dafs der Druck im Windkessel p_1 würde, das heifst, um den ganzen Druckverlust $1000\,k\,u_1{}^2$ geringer als der statische Druck p_0, und wenn man nicht Sorge getragen, H höher anzunehmen als der gröfste Druckverlust, könnte das Ventil ganz von selbst sich öffnen im Augenblick, wo das Wasser wieder zum Stillstand gekommen. Man wird deswegen immer ein Manometer auf den Windkessel setzen.

Wenn die allgemeine Anordnung der Anlagen die Anwendung einer Luftpumpe nicht erfordert, kann man leicht den Windkessel des Ventils mittelst eines Hilfsgefäfses füllen, welches derartig construirt ist, dafs es mittelst dreier Hähne in Verbindung gesetzt werden kann: 1. mit der Leitung, 2. mit dem oberen Theile des Windkessels des Ventils, der seinerseits an seinem unteren Theile mit einem Ventile versehen ist, 3. mit der äufseren Luft. Die Benutzung der Hähne gestattet ähnlich wie bei den Schmierhähnen der Cylinder, nach einander das Hilfsgefäfs mit atmosphärischer Luft zu füllen, diese Luft zu comprimiren, dann in den Windkessel zu leiten, indem man das Wasser, welches man vorläufig bei der Füllung der Leitung hatte hineinlassen müssen, heraustreibt. Es ist sehr wichtig, dafs man, wenn diese Operation einmal beendet ist, jede Art directer Verbindung zwischen Leitung und Windkessel schliefst.

Das bei jedem Stofse durch das Sicherheitsventil verloren gehende Wasser repräsentirt eine gewisse Arbeit; es ist deswegen von Interesse, das Volumen desselben kennen zu lernen.



Betrachtet man die Kräfte, die auf den Querschnitt AB (Fig. 4), der sich nach $A'B'$ verschiebt, wirken, so kann man sich leicht klar machen, dafs der Fall des Sicherheitsventils genau dem eines Kolbens ohne Masse entspricht, der einen Ueberdruck H hervorbringt und durch die Wirkung des Stofses um ein gewisses Maafs gehoben wird. Die auf AB wirkenden Kräfte sind dieselben, sei es, dafs das jenseits dieses Querschnittes gelegene Wasser im Rohr den Kolben aufhebend steigt, sei es, dafs es in die Atmosphäre entweicht, wenn nur der Ueberdruck im einen wie im andern Falle derselbe ist.

Werden alle Ausflufsöffnungen gleichzeitig und plötzlich geschlossen, so haben wir, wenn wir V das durch die Fläche AB beschriebene Volumen nennen, welches weiter nichts ist als das durch das Ventil ausströmende Volumen:

$$\frac{m\,u_1{}^2}{2} = 1000\,V(h + H) - 1000\,V\left(h - \frac{k\,u_1{}^2}{2}\right).$$

Der Atmosphärendruck ist aus der Gleichung verschwunden, da er auf beide Enden der Leitung wirkt. Wir nehmen ferner an, dafs der Druckverlust constant und gleich seinem mittleren Werthe ist. So ist dann das verloren gehende Wasser:

$$V = \frac{m\,u_1{}^2}{2000\left(H + \frac{k\,u_1{}^2}{2}\right)}.$$

(Schlufs folgt.)

Das Chorgestühl in der ehemaligen Abteikirche zu Cappenberg in Westfalen.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 66 im Atlas.)

Die alte Kirche der ehemaligen Prämonstratenser-Abtei Cappenberg in Westfalen, von welcher eine Abbildung und Beschreibung im Jahrgang 1870 der Zeitschrift für Bauwesen veröffentlicht ist, barg in ihrem Innern eine Reihe merkwürdiger und schöner Kunstwerke, deren mehrere in verschiedene Sammlungen zerstreut sind. Noch befinden sich dort das Grabmal des Stifters, Grafen Gottfried von Cappenberg, ein Denkmal, welches die beiden gräflichen Brüder mit dem Modell der Kirche in den Händen darstellt, ferner Sacramentshäuschen, Armleuchter, ein Flügelaltärchen mit vorzüglicher Malerei und besonders das Chorgestühl, welches das hervorragendste und schönste Westfalens ist und von dem ein Theil in den beigegebenen Zeichnungen auf Bl. 60 veranschaulicht wird.

Diese Chorstühle, deren räumliche Ausdehnung eine bedeutende ist, haben ihren Platz in der Vierung der Kirche längs den das Kreuzschiff abtrennenden Scheidemauern, und sind, wie aus dem beigegebenen Grundrifs der einen Hälfte (Fig. 1) ersichtlich, an der westlichen Seite mit zwei Sitzen in rechtwinkligem Anschlufs herumgeführt. Sie bestehen aus zwei Sitzreihen, deren vordere auf dem Fufsboden des Chores aufsteht, während die hintere um die Sitzhöhe der vorderen über den Boden erhöht ist.

Die Abmessungen und Verhältnisse der Stühle selbst sind mit besonderer Rücksicht auf die Bequemlichkeit getroffen und lassen für dieselbe nichts zu wünschen übrig, zumal in Verbindung mit den unter den Sitzbrettern angebrachten Consolen, welche das Stehen in den Stühlen sehr erleichtern.

Hinter der oberen Sitzreihe erhebt sich in reichster Gliederung und Ornamentirung die Rückwand mit dem vorspringenden Baldachin. (Fig 2 u. 3.)

Zunächst ist dieselbe, entsprechend der Sitzeintheilung, durch ein herumlaufendes profilirtes Stabwerk in rechteckige

Digitized by Google

Tafeln zerlegt, deren obere aufgelegtes, nach unten durch einen gewundenen Stab in Kleeblattform abgeschlossenes Ornament zeigen. (Fig. 3.) Das hierüber befindliche Stück der Wand ist durch je zwei vertiefte Wappentafeln (Fig. 3 und 5) zwischen schmaleren und breiteren Flächen doppelt getheilt. Vor diesen Flächen stehen abwechselnd zierliche Spitzsäulchen und Figuren unter Baldachinen auf der flachen, leicht geschweiften Schräge des durchlaufenden Gesimses (Fig. 2). Die Füllung der vertieften Wappenfelder ist aus einer besonderen Tafel ausgearbeitet und, wie die Verzierung der unteren Felder, aufgeschoben.

Den Abschlufs der verticalen Wand bildet ein Gesims mit dem Profil Fig. 4, in dessen tief unterschnittene Hohlkehle sich wulstförmig ein durchbrochenes Laubwerk einsetzt (Fig. 3 und 5).

Ueber diesem Gesims setzt die Wölbung des Baldachins an, gegliedert und gestützt durch birnförmig profilirte Rippen (Fig. 6).

Die Vorderfläche des Baldachins zeigt ein Rahmwerk mit vertieften Ornamentfeldern, an welches sich, oben und unten durch Gesimse getrennt, frei durchbrochene Ornamente anschliefsen. Zierliche Fialen bilden mit der leichten durchbrochenen Bekrönung den luftigen Abschlufs des Ganzen und vermitteln die Auflösung der horizontalen Linien der Wand.

Der Eindruck, welchen das überreiche Schnitzwerk hervorruft, ist ein durchaus prächtiger und würdiger. Der fein gegliederte Aufbau und die wunderbar zierliche Ornamentirung gewinnen durch die prachtvolle natürliche Farbe des Eichenholzes, welches mit der Zeit ganz dunkelbraun, fast schwarz geworden ist und einen ebenholzartigen, mattglänzenden Schimmer zeigt, ein Ansehen und eine würdevolle Ruhe, welche man in solcher Schönheit selten an den meist stark mitgenommenen und später übertünchten Holzarbeiten des Mittelalters findet.

Was nun im Allgemeinen den Charakter des Schnitzwerkes anbelangt, so ist zunächst hervorzuheben die feine Gliederung und Profilirung sämmtlicher Theile.

Die Stäbchen, Hohlkehlen und Platten sind von grofser Eleganz in der Zusammenstellung und aufserordentlich sauber und correct gearbeitet. Trotz der Zierlichkeit der Glieder und der grofsen Vertiefung der Profile, die bis an die Grenze des im Material Erlaubten und Möglichen geht, ist die ganze Arbeit von vorzüglicher Solidität in der Construction und Zusammenfügung, wofür die gute Conservirung bis auf den heutigen Tag den besten Beweis liefert.

Die Ornamente erinnern in der Ausführungsart an die Goldschmiedearbeiten der damaligen Zeit und haben auch in den Motiven und Formen Aehnlichkeit mit derartigen Arbeiten. Ebenso scheint die blühende Ornamentik der spätgothischen Miniaturen so wie der damals verbreiteten Incunabeln Einflufs auf die Composition ausgeübt zu haben.

An den verzierten Feldern zeigt sich eine grofse Mannigfaltigkeit der Muster und eine sehr flotte schwungvolle Behandlung des Ornaments. — Merkwürdig sind die schon erwähnten aufgelegten durchbrochenen Verzierungen, welche, à jour ausgearbeitet, auf die Grundflächen aufgeschoben sind und hierdurch die Formen vom Grunde schärfer abheben.

Leider ist jetzt der Grund der Wappentafeln sowie der Felder am Baldachin mit weifser Farbe überzogen, unter welcher sich eine ältere Grundirung von lichtblauer Färbung befindet; ebenso sind an der Hohlkehle, in welche sich das Laubwerk des durchbrochenen Stabes einsetzt, die Spuren derselben blauen Bemalung deutlich zu erkennen.

Den Eindruck des Ganzen erhöht eine mäfsig angebrachte Vergoldung. Die Knöpfe am oberen Gesimse des Baldachins, vor dem Ansatz der Fialen, die Verzierungen am Fufse der Wölbungsrippen und die Rosetten auf der Kreuzung dieser Rippen mit der in der Mitte durchlaufenden Horizontalrippe zeigen diese Vergoldung, ebenso die Wappen und Helmzierden der Wappentafeln, sowie sämmtliche Figuren an der Rückwand und den durchbrochenen Seitenwänden. Die Vergoldung ist nicht direct auf das Holz gebracht, sondern die betreffenden Theile sind zuvor mit einem Stucküberzug bekleidet worden.

An dem figürlichen Schmuck ist ein ebenso grofser Aufwand von Arbeit und Kunst zu bemerken, wie an dem Ornamentalen. Auf den Consolen des Baldachins, an der Rückwand sowie in den durchbrochenen Seitenwänden sind meist Darstellungen von Heiligen angebracht. Dieselben zeigen eine anmuthig fromme Haltung und feine Gesichter. Jedoch ist ihnen der naturalistische Zug eigen, welcher durch die Darstellungen der damaligen Zeit geht und namentlich in Westfalen und am Niederrhein oft bis zu grofser Derbheit auftritt.

An den acht Seitenwangen der unteren Sitzreihe, an den Armlehnen und Consolen der Sitze läfst der Künstler einer abenteuerlichen Phantasie, derbem Humor und satyrischer Laune die Zügel schiefsen.

Der ganze Cyclus von Ungethümen des „livre de merveilles“, biblische Gegenstände, Darstellungen aus der Thierfabel, sowie derbe Satyren auf Mönche und Laien sind dort zu finden. Man erblickt Menschen- und Thiergestalten in den barocksten Stellungen. Da ist eine Meerfrau, deren Leib in einen Fischschwanz endigt, ein Schattenfüfser, ein Mann, welcher beide Füfse in den Händen hält, zwei Männer mit einem Kopfe, ein Mann mit einem Löwen im Arm, etc.

Von biblischen Darstellungen findet sich unter andern Jonas, aus dem Rachen des Fisches kommend. Die Satyre macht sich geltend in Darstellungen wie die eines auf dem Manne reitenden Weibes, eines Betenden, der vom Teufel gegeifselt wird. Auch die Mönche werden nicht verschont. Wir sehen, wie der Fuchs als Mönch verkleidet den Hahn lesen lehrt, wie Affe und Esel im Mönchshabit beten, wie der Fuchs im Mönchskleide den Vögeln predigt, u. s. w.

Diese Darstellungen haben zu verschiedenen Deutungen Veranlassung gegeben. Lübke glaubt, darin den Ausdruck des Gegensatzes zwischen den reichen, meist adeligen Chorherren der alten Abteien und den armen Bettel- und Predigermönchen der späteren Orden zu finden. In entgegengesetzter Version erklärt sich das Volk der Umgegend diese Darstellungen, indem es daran eine Sage von dem Verfertiger der Chorstühle knüpft, nach welcher derselbe ein Franziscaner aus dem benachbarten Kloster zu Werne gewesen sei, und den Cappenberger Mönchen zum Aerger diese Satyren angebracht habe.

Zur Erklärung der Abbildungen sei noch bemerkt, dafs die Rückwand mit Baldachin über der Unterbrechung durch die Seitenthüren fortläuft. Diese Thüröffnungen, welche in das Kreuzschiff führen, haben die Breite zweier Sitze und

Digitized by Google

sind einfach durch Wegfall der beiden unteren Wandtafeln und des zwischen denselben befindlichen Stabes gebildet.

In der Mitte, wo dieser Stab einsetzen würde, sind die Schnitte zu bemerken, in denen er sich mit dem herumlaufenden Profil verbindet, welcher Umstand zu der Vermuthung Anlafs geben könnte, dafs die Thüren erst später ausgebrochen seien, zumal das im Rundbogen ausgeschnittene Holzstück, welches oben in die Oeffnung eingesetzt ist, in den Zwickeln mit naturalistischen Blumen in Barockmanier verziert ist. Dem widerspricht jedoch der Charakter der Wangen der unteren Sitzreihe zu beiden Seiten der Thür, welche ohne Zweifel zu gleicher Zeit mit den Chorstühlen ausgeführt sind.

Die Bedeutung der Wappen wird sich wohl nur durch sorgfältige Vergleichung der einzelnen Wappenzeichen mit urkundlichen Nachrichten über Personen, welche zum Kloster in Beziehung standen, mit Bstimmtheit feststellen lassen, wenngleich die Vermuthung nahe liegt, dafs die Wappen den damaligen Chorherren angehört haben. —

Fragen wir nun nach der Zeit, dem Meister und der Schule, welchen das Schnitzwerk seinen Ursprung dankt, so zeigt der Styl, und der Vergleich mit ähnlichen Werken der Umgegend, deren Ursprung urkundlich feststeht, dafs die Arbeit dem Anfange des 16. Jahrhunderts angehört. Wenngleich dieselbe an Schönheit der Composition und Eleganz der Technik die ähnlichen Sachen in Westfalen, namentlich in den Kirchen des benachbarten Dortmund, weit überragt, so gehört sie doch ohne Zweifel der Westfälischen Bildschneiderschule an, welche in damaliger Zeit in hoher Blüthe stand. Näheren Aufschlufs geben die an den beiden östlichen Seitenbrettern der unteren Sitze eingeschnittenen Zahlen, welche nach Deutung von sachkundiger Seite nur die Zahlen 1509 und 1520 bezeichnen können. Dafs nämlich die beiden gegenüberstehenden Theile nicht zu gleicher Zeit und von derselben Hand angefertigt sind, ergiebt sich bei näherer Prüfung, wenngleich das Gerüst, die Profile und figürlichen Darstellungen wesentliche Verschiedenheiten nicht zeigen. Aufser einigen Abweichungen in den Dimensionen der Rückwandtafeln, welche man beim Messen derselben findet, ist die Arbeit an der linken, mit 1509 bezeichneten Seite feiner ausgeführt und zeigt in den Formen und Motiven der Ornamente mehr freie Bewegung und Schwung.

Bestätigt werden diese Bemerkungen durch die Angaben einer alten Handschrift, welche zugleich über den Namen des Meisters Aufschlufs giebt. In derselben heifst es von dem damaligen Abt von Cappenberg: „curavit etiam dimidietatem sellarum choralium iam ex una parte a praedecessore suo inceptarum per quondam magistrum Gerlacum nomine a fabre fieri et compleri.“ Nähere Nachrichten über diesen Meister **Gerlach**, den wir also als den erfindenden und ausführenden Künstler der älteren Hälfte ansehen können, sind bis jetzt nicht zu finden gewesen, obgleich die Namen einer grofsen Zahl von Bildschneidern, namentlich aus der Stadt Münster, erhalten sind, und die Annahme, dafs Meister Gerlach dieser Stadt angehört habe, einige Wahrscheinlichkeit für sich hat.*)

Der Verfertiger der zweiten Hälfte scheint nach dem Muster der ersten gearbeitet zu haben, und der Gegensatz des „magister“ und „faber“ in der Urkunde scheint den verschiedenen Stand der beiden Männer anzuzeigen, zumal der Name des faber als eines blos ausführenden Werkmeisters nicht hinzugefügt ist.

Wie bereits gesagt, sind die Chorstühle in einem selten gut erhaltenen Zustande. Ein Theil der Figuren sowie einzelne Ornamente, Fialen und Baldachinchen sind von einem Holzschneider aus der Nachbarschaft ersetzt worden, und zwar nicht ohne Geschick, wiewohl sich der Unterschied der Arbeit leicht bemerklich macht.

Die mitgetheilten Zeichnungen, in welchen leider nicht das Werk in seiner ganzen Ausdehnung gegeben werden konnte, dürften doch wohl genügen, um ein ungefähres Bild von dem Charakter der merkwürdigen Schnitzerei zu machen, welche zwar nicht eine solche Formvollendung zeigt, wie die besten Arbeiten des ausgehenden Mittelalters, immerhin aber durch ihre eigenartige Ausbildung und als Repräsentant einer ausgedehnten provinziellen Kunstschule Beachtung verdient.

A. **Nagel**.

*) Vorstehende Notizen verdanken wir der Güte des Herrn Professor Dr. Nordhoff zu Münster, in dessen Besitz sich eine grofse Zahl sorgfältig zusammengestellter urkundlicher Nachrichten über westfälische Kunstwerke und Künstler befindet.

Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Coblenz, über die Mosel bei Güls und über die Lahn oberhalb Niederlahnstein.

(I. Rheinbrücke bei Coblenz, mit Zeichnungen auf Blatt 20 bis 28 im Atlas und auf Blatt E bis H im Text. — Schlufs.)

Es ist ferner

das Momentelement $= [a + r(1 - \cos\varphi)]pr \sin\varphi \, d\varphi$,

das Gesammtmoment $= M = \int_0^{\varphi_{max}=\gamma} [a + r(1 - \cos\varphi)] pr \sin\varphi \, d\varphi$

$$= pr\left[(a + r)(1 - \cos\gamma) - \frac{r}{2} \sin\gamma^2\right)$$

$$p = \frac{1043}{2 \cdot 120 \cdot r\varphi} = \frac{1043}{240 \cdot 50 \cdot \text{arc } 33} = 0{,}_{150} \text{ t.}$$

$$M_{max} = 0{,}_{150} \cdot 50 \left[\left(\frac{h}{2} + 50\right)(1 - 0{,}_{83867}) - 50 \cdot \tfrac{1}{2} \cdot 0{,}_{29662}\right]$$

$$M_{max} = \frac{h^2}{6} k.$$

Setzt man $k = 1$ Tonne pro qcm, so berechnet sich

$$h^2 = 6 \cdot 0{,}_{150} \cdot 50 \left[\left(\frac{h}{2} + 50\right) 0{,}_{16133} - 25 \cdot 0{,}_{22663}\right]$$

$$h^2 = 45 \cdot \frac{0{,}_{16133}}{2} h = 45(50 \cdot 0{,}_{16133} - 25 \cdot 0{,}_{29663})$$

Digitized by Google

$$h^2 = \frac{7_{,25}\, h}{2} = 45 \cdot 0_{,651} = 29_{,3}$$

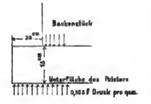
$$h = 1_{,81} \pm \sqrt{1_{,81}{}^2 + 29_{,3}} = 7_{,52} \text{ cm.}$$

Wird h, wie in der Ausführung, $= 15$ cm gesetzt, so wird

$$k = \frac{6 \cdot 0_{,15} \cdot 50[(7_{,8} + 50)0_{,16133} - 25 \cdot 0_{,29663})}{15^2}$$

$$= \frac{45(9_{,3} - 7_{,42})}{225} = 0_{,376} \text{ t.}$$

Danach würde eine Ausführung des Polsters in Gufseisen gestattet sein. Zur Sicherheit gegen etwa vorkommende Stöfse ist Gufsstahl gewählt worden. Das Polster ist 160 cm lang, während das Backenstück nur 120 cm Länge hat. Da die Unterfläche des Polsters $\frac{1043}{160 \cdot 62} = 0_{,105}$ pr. qcm überträgt, so tritt im Polster an der Stelle, wo das Backenstück aufhört, ein Biegungsmoment auf



pro Centimeter Streifen $= \frac{20^2 \cdot 0_{,105}}{2} = 21$ cm tons, welches durch das Widerstandsmoment des Centimeterstreifens $\frac{15^2}{6}$ aufzuheben ist. Es wird dann $k = \frac{6 \cdot 21}{15^2} = 0_{,56}$ t, was unbedenklich ist.

Das Fufsstück.

Das Fufsstück, welches den Druck des Bogens auf den Pfeiler überträgt, lagert auf dem Pfeiler mit einer 6 cm starken Platte auf und empfängt die Belastung durch eine 5 cm starke Kopfplatte. Kopf und Fufs sind durch 3 Rippen von 4 cm Stärke, welche parallel der Druckrichtung senkrecht zur verticalen Bogenebene laufen, und durch 6 Rippen von gleicher Stärke, die der Bogenebene parallel gehen, verbunden.

Die Stabilität des Fufsstückes basirt auf genauer Montirung, besonders darauf, dafs die Auflagerfläche genau senkrecht auf der Bogenebene steht. Uncontrolirbare Ungenauigkeiten werden dadurch unschädlich gemacht, dafs die Kämpfersteine, welche den Druck aufnehmen, genau abgearbeitet und mit Cement sorgfältig abgerieben werden, dafs ferner eine Bleiplatte von 3 mm Stärke zwischen Stein und Gufsstück eingelegt wird.

Die Unterfläche des Fufsstückes beträgt $210 \times 110 = 23100$ qcm, so dafs auf den qcm ein Druck von $\frac{1043 \cdot 1000}{23100} = 45$ kg kommt, wenn man von der Abschrägung der 4 Ecken absieht.

Der Querschnitt in der Mitte zwischen Fufs und Kopf beträgt rot. $[6 \cdot 62 + 3 \cdot (160 - 5 \cdot 11)]4 = 2748$ qcm. Der durchgehende Druck beträgt also $\frac{1043}{2748} = 0_{,38}$ t pro qcm an der schwächsten Stelle des Rippengerüstes.

Da der Druck auf die Kopf- und Fufsplatte durch unbiegsame Körper ausgeübt wird, so wird ein Einbiegen eines Plattenstücks, welches als eingespannt zwischen den vier nächsten Rippen betrachtet werden kann, nicht vorkommen, sondern der durchgehende Druck sich an den durch Rippen unterstützten Stellen concentriren.

Durch die Bleiunterlage am Kämpfer wäre für die Fufsplatte allenfals ein solches Einbiegen möglich. Ein solches, den Kasten unten schliefsendes Rechteck hat 30 und 25 cm Seite.

Bei einem Druck von 50 kg pro qcm wird die gröfste Spannung (cfr. Grashoff §. 303) $k = \frac{8}{9} \cdot \frac{a^2}{h^2} \cdot p$ betragen, wenn $2a$ die längste Rechtecksseite, h die Plattendicke und p den specifischen Druck bedeutet.

Soll $k = 0_{,35}$ t werden, so mufs

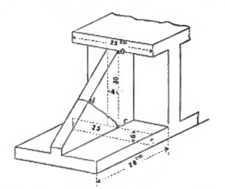
$$h = \sqrt{\frac{8}{9} \frac{a^2 \cdot p}{k}} = \sqrt{\frac{30^2 \cdot 8 \cdot 0_{,050}}{9 \cdot 0_{,350}}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 2}{0_{,35}}}$$

$$= \sqrt{29_{,6}} = 5_{,55} \text{ cm sein.}$$

Es ist dabei zu beachten, dafs die Bleiplatte viel zu dünn ist, um den Bedingungen genügen zu können, für die Grashoff den Werth von k in dem angeführten §. bestimmt. Die Stärke von 6 cm genügt völlig. Die überragenden Flächen der Fufsplatten werden durch geradlinig abgeschrägte Rippen gegen den Kopf abgestützt.

Die so gestützte Fufsplatte steht 28 cm frei, die Rippe stützt ein Gebiet von 25 cm Breite.

Es entsteht ein durch die Rippe aufzunehmendes Moment von $\frac{25 \cdot 28 \cdot 0_{,045} \cdot 28}{2} = 441_{,0}$ cm t.



Die aufnehmende Fläche hat vorstehende Gestalt (in der Ansicht punktirt).

Der Abstand des Schwerpunktes von O ist

$$\eta = \frac{6 \cdot 25 \cdot 33 + 30 \cdot 4 \cdot 15}{25 \cdot 6 + 30 \cdot 4} = 25.$$

Das Trägheitsmoment ist

$$J = \tfrac{25}{3}(36^3 - 30^3) + \tfrac{4}{3} \cdot 30^3 - 270 \cdot 25^2 = 31050,$$

also $\frac{J}{a_1} = \frac{31050}{11} = 2823$; $\frac{J}{a_2} = \frac{31050}{25} = 1242$

und $k_1 = \frac{441}{2823} = 0_{,156}$; $k_2 = \frac{441}{1242} = 0_{,355}$.

Berücksichtigt man, dafs die Rippe nicht im Anschlufsprofil, sondern im Profil, welches die geringste Rippenhöhe besitzt, in cd brechen wird, so ist das nebenstehende Profil mit seinem Widerstandsmoment in Rechnung zu stellen. Es wird dann:

$$\eta = \frac{6 \cdot 25 \cdot 26 + 23 \cdot 4 \cdot 11_{,5}}{6 \cdot 25 + 23 \cdot 4} = 20_{,5} \text{ cm}$$

$$J = \tfrac{25}{3}(29^3 - 23^3) + \tfrac{4}{3} \cdot 23^3 - 242 \cdot 20_{,5}{}^2 = 16206$$

Digitized by Google

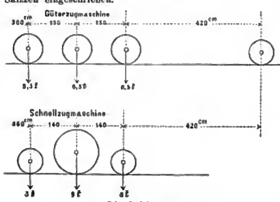
$$\frac{J}{a_1} = \frac{16206}{8,_5} = 1910 \qquad \frac{J}{a_2} = \frac{16206}{20,_5} = 790$$

$$k_1 = \tfrac{444}{1910} = 0,_{231} \qquad k_2 = \tfrac{444}{790} = 0,_{56}.$$

Diese Spannungen mit $0,_{231}$ Zug und $0,_{56}$ Druck sind unbedenklich.

Statische Berechnung der Fahrbahn.

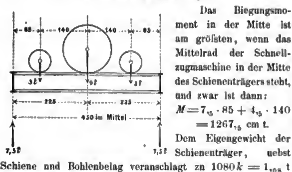
Die Fahrbahn ist berechnet für eine Belastung durch Locomotiven schwerster Gattung; die Achsen-Entfernungen und Gewichte derselben pro Rad sind in nachstehenden Skizzen eingeschrieben.



a. Die Schienenträger.

Die inneren Schienenträger sind in Entfernung von 450 cm im Mittel durch die Querträger unterstützt; die äufseren Schienenträger ruhen direct auf den Fahrbahnstützen, deren Entfernung im Mittel $\frac{450}{2} = 225$ cm beträgt.

1. Die inneren Schienenträger.



Das Biegungsmoment in der Mitte ist am gröfsten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine in der Mitte des Schienenträgers steht, und zwar ist dann:

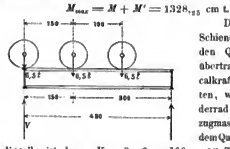
$$M = 7,_5 \cdot 85 + 4,_5 \cdot 140 = 1267,_5 \text{ cm t.}$$

Dem Eigengewicht der Schienenträger, nebst Schiene und Bohlenbelag veranschlagt zu $1080\,k = 1,_{08}$ t $= Q$, entspricht ein Biegungsmoment in der Mitte des Trägers:

$$M' = \frac{Ql}{8} = \frac{1,_{08} \cdot 450}{8} = 60,_{75} \text{ cm t;}$$

demnach das gröfste Biegungsmoment:

$$M_{max} = M + M' = 1328,_{25} \text{ cm t.}$$



Die von dem Schienenträger auf den Querträger zu übertragende Verticalkraft ist am gröfsten, wenn das Vorderrad der Güterzugmaschine über dem Querträger steht; dieselbe ist dann: $V = 3 \cdot 6,_5 \cdot \frac{300}{450} = 13$ Tonnen. Hierzu das halbe Eigengewicht mit $0,_{54}$ Tonnen, so ist

$$V_{max} = 13,_{54} \text{ t.}$$

Die inneren Schienenträger zwischen 3 bis 24 haben nebenstehenden Querschnitt; das Widerstandsmoment W desselben ist nach Abzug der gezeichneten Niete von 2 cm Durchmesser $= 1991,_{73}$; demnach die gröfste Faserspannung:

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{1328,_{25}}{1991,_{73}} = 0,_{667} \text{ t pro qcm.}$$

Die Höhe der Blechwand an den Anschlufsnieten beträgt ungefähr 49 cm und die Schubspannung an dieser Stelle:

$$\frac{13,_{54}}{49} = 0,_{277} \text{ t pro qcm.}$$

Anschlufsniete sind 6 vorhanden; dieselben haben einen Querschnitt von $2 \cdot 6 \cdot 3,_{14} = 37,_{68}$ qcm und eine Leibungsfläche von $6 \cdot 2 \cdot 1 = 12$ qcm. Die Nietquerschnitte sind also angestrengt mit $\frac{13,_{54}}{37,_{68}} = 0,_{359}$ t pro qcm und der Druck auf die Leibungsfläche beträgt $\frac{13,_{54}}{12} = 1,_{128}$ t pro qcm.

Die gröfste Entfernung des ersten Nietes in den Winkeleisen der oberen Gurtung von Mitte Querträger beträgt 16 cm. Bis zu diesem Niete hat die Blechwand von 60 cm Höhe das Moment und die Verticalkraft allein zu übertragen. Das gröfste Moment an dieser Stelle tritt ein, wenn das Vorderrad der Güterzugmaschine über dem ersten Niete steht, und ist dasselbe $= 12,_{31} \cdot 16 = 196,_{96}$ cm t.

Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist

$$\frac{1 \cdot 60 \cdot 60}{6} = 600.$$

(Niete sind nicht abgezogen, weil in der unteren gezogenen Gurtung die Winkeleisen bereits durch einen Niet angeschlossen sind.)

Die Faserspannung ist demnach $\frac{196,_{96}}{60,_0} = 0,_{328}$ t, die Schubspannung $\frac{12,_{31}}{60,_0} = 0,_{205}$ t pro qcm.

Die inneren Schienenträger zwischen 3 — 0 — 3 haben die nebenstehend skizzirte Form; sie ist bedingt durch den sie kreuzenden Horizontalverband in der oberen Bogengurtung. Die Verticalbleche sind oben und unten mit je 2 Winkeleisen $9,_5 \cdot 9,_5 \cdot 1,_3$ gesäumt.

Das Widerstandsmoment des Querschnitts von 49 cm Höhe beträgt $W = 1956,_{78}$

Digitized by Google

und die gröfste Faserspannung in der Mitte

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{1328,_{25}}{1956,_{76}} = 0,_{679} \text{ t pro qcm.}$$

Zwischen 1 — 0 — 1 ist das Biegungsmoment an der Stelle *a* in max. gleich $1140,_{75}$ t cm.

Das Widerstandsmoment an dieser Stelle ist $1689,_{25}$ und die gröfste Faserspannung $\frac{1140,_{75}}{1689,_{25}} = 0,_{676}$ t pro qcm.

Die geringste Höhe der Blechwand an den Anschlufsnieten beträgt ungefähr $40,_{5}$ cm und die Schubspannung $\frac{1354}{40,_{5}} = 0,_{334}$ t pro qcm.

(Anschlufsniete wie vorhin.)

Die Entfernung des ersten Nietes in den Winkeleisen der oberen Gurtung von Mitte Querträger beträgt $15,_{6}$ cm; das gröfste Moment an dieser Stelle ist nach dem Vorigen ungefähr $= 12,_{31} \cdot 15,_{6} = 192$ cm t.

Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist $\frac{1 \cdot 43 \cdot 43}{6}$ $= 308,_{17}$ und demnach die Faserspannung $= \frac{192}{308} = 0,_{623}$ tons pro qcm.

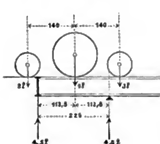
Die Schubspannung wird $\frac{12,_{37}}{43} = 0,_{286}$ t pro qcm.

Die Schienenträger zwischen 23 und 24 sind nur 305 cm lang, haben jedoch obige Querschnitte von 60 cm Höhe.

2. Die äusseren Schienenträger.

Die äufseren Schienenträger sind direct durch die Fahrbahnstützen in Entfernung von 225 cm im Mittel unterstützt.

Das Biegungsmoment ist am gröfsten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über der Mitte des Trägers steht, und zwar ist dann $M = 4,_{5} \cdot 112,_{5} = 506,_{25}$ cm t.

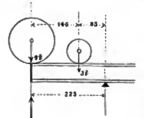


Das Eigengewicht des Schienenträgers nebst Schiene und Bohlenbelag wird ungefähr gleich $0,_{5}$ t und das entsprechende Biegungsmoment:

$$M' = \frac{Ql}{8} = \frac{0,_{5} \cdot 225}{8} = 14,_{0625},$$ und demnach das gröfste Biegungsmoment $M_{max} = M + M' = 520,_{31}$ cm t.

Die Verticalkraft wird am gröfsten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über der Fahrbahnstütze steht, und ist dieselbe gleich

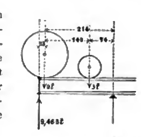
$$9 + \frac{3 \cdot 85}{225} = 10,_{133} \text{ t.}$$



Hierzu kommt das halbe Eigengewicht mit $0,_{25}$ t, und es ist $V_{max} = 10,_{383}$ t.

Zwischen 24 — 4 sind die äufseren Schienenträger mit der Gurtung des Horizontalverbandes der Fahrbahn vernietet; zwischen 4 — 0 — 4 folgt die untere Gurtung der Schienenträger der oberen Gurtung des Bogens. Der äufsere Schienenträger zwischen 0 — 1 hat den beistehenden Querschnitt; das Widerstandsmoment defselben ist 909 und also die gröfste Faserspannung:

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{520,_{31}}{909} = 0,_{572} \text{ t. pro qcm.}$$

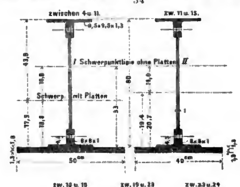


Die Höhe der Blechwand an den Anschlufsnieten beträgt ungefähr $31,_{5}$ cm und die Schubspannung daselbst $\frac{10,_{383}}{31,_{5}} = 0,33$ t pro qcm.

Anschlufsniete sind 5 an den Querträgern und 6 über den mittleren Stützpunkten vorhanden; der geringste Querschnitt ist: $2 \cdot 5 \cdot 3,_{14} = 31,_{4}$ qcm und die Leibungsfläche: $5 \cdot 2 \cdot 1 = 10$ qcm.

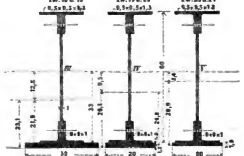
Die Nietquerschnitte sind also angestrengt mit $\frac{10,_{383}}{31,_{4}}$ $= 0,_{337}$ t pro qcm, und der Druck auf die Leibungsfläche des Nietlochs in der Blechwand beträgt $\frac{10,_{386}}{10} = 1,_{0368}$ t pro qcm.

Die Entfernung des ersten Nietes in den Gurtungswinkeleisen von Mitte Querträger beträgt 13 qcm. Das gröfste Moment an dieser Stelle tritt ein, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über derselben steht, und ist dasselbe $9,_{463} \cdot 13 \cdot = 123$ cm t.



Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist $\frac{1 \cdot 34 \cdot 34}{6}$ $= 192,_{67}$, die Faserspannung $\frac{123}{192,_{67}} = 0,_{64}$ t pro qcm.

Die Schubspannung wird $\frac{9,_{463}}{34} = 0,_{276}$ pro qcm.



Digitized by Google

Zwischen 4 — 24 sind die Schienenträger mit der Gurtung des Horizontal-Verbandes der Fahrbahn vernietet, und entstehen dadurch die vorstehend skizzirten Querschnitte.

Die Widerstandsmomente dieser Querschnitte sind:

Querschnitt I	= 3200		Querschnitt IV	= 2980
„ II	= 3150		„ V	= 2780
„ III	= 3080			

Die Spannungen in den Querschnitten werden am gröfsten, wenn die Biegungsmomente der Verkehrslast und die durch den Wind erzeugte Gurtungsspannung in gleichem Sinne wirken, d.h. wenn in der Gurtung Zugspannung herrscht.

Die durch den Wind bewirkten Spannungen betragen:

zwischen	4 — 11	= $92_{,6}$ t	Zug $97_{,6}$ t	Druck
„	11 — 15	= $71_{,2}$ t	„ $79_{,6}$ t	„
„	15 — 19	= 51 t	„ $61_{,6}$ t	„
„	19 — 23	= $25_{,4}$ t	„ $39_{,6}$ t	„
„	23 — 24	= 0 t	„ $11_{,2}$ t	„

Das durch die Belastung hervorgerufene Biegungsmoment ist nach Vorigem $520_{,31}$ cm t.

Für Querschnitt I zwischen 4 und 11 ist das Moment der Zugspannung in der Gurtung $= 92_{,6} \cdot 17_{,5} = 1620_{,5}$ cm t.

Das gesammte Biegungsmoment ist $520_{,31} + 1620_{,5} = 2140_{,81}$ cm t und die entsprechende gröfste Faserspannung $\frac{M}{W} = \frac{2140_{,81}}{3200} = 0_{,669}$ t Druck und $\frac{0_{,669}}{43_{,8}} \cdot 18_{,8} = 0{,}287$ t Zug. Zu diesen Spannungen kommt noch die spec. Zugspannung, die durch Vertheilung der $92_{,6}$ t auf den ganzen Querschnitt entsteht.

Werden in den Gurtungsplatten noch 2 Niete von $2_{,5}$ Durchmesser abgezogen, so ist der Inhalt des Querschnitts = 240 qcm und die spec. Zugspannung wird

$$\frac{92_{,6}}{240} = 0_{,386} \text{ t pro qcm,}$$

demnach die gröfsten Spannungen in dem Querschnitt:

$0_{,669} - 0_{,386} = 0_{,283}$ t Druck pro qcm

$0_{,287} + 0_{,386} = 0_{,673}$ t Zug pro qcm

Ist die Gurtung gedrückt, so ist das Biegungsmoment am gröfsten am Ende des Schienenträgers, und ist dasselbe

$$97_{,6} \cdot 17_{,5} = 1708 \text{ cm t.}$$

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1708}{3200} = 0_{,534} \text{ t. Zug pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0_{,534}}{43_{,8}} \cdot 18_{,8} = 0_{,229} \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 266 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{97_{,6}}{266} = 0_{,367}$ t Druck. Demnach sind die gröfsten Spannungen in dem Querschnitt:

$0_{,534} - 0_{,367} = 0_{,167}$ t Zug pro qcm

und $0_{,229} + 0_{,367} = 0_{,596}$ t Druck pro qcm.

Für die Querschnitte II, III, IV, V sind dieselben Rechnungen wie für I in Folgendem ausgeführt:

Querschnitt II zwischen 11 und 15.

Moment der Belastung	=	$520_{,31}$
„ der Zugspannung	$= 71_{,2} \cdot 19_{,4} =$	$1381_{,28}$
Gesammtes Biegungsmoment		$1901_{,59}$ cm t.

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1901_{,59}}{3150} = 0_{,604} \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0_{,604} \cdot 207}{419} = 0_{,299} \text{ t Zug pro qcm.}$$

Nach Abzug von noch 2 Nieten von $2_{,5}$ cm Durchmesser ist der Inhalt = 214 qcm. und die spec. Zugspannung $\frac{71_{,2}}{214} = 0_{,333}$ t.

Die gesammten Spannungen werden demnach:

$0_{,604} - 0_{,333} = 0_{,271}$ t Druck pro qcm

$0_{,299} + 0_{,333} = 0_{,632}$ t Zug „ „

Die gröfste Druckspannung in der Gurtung beträgt $79_{,6}$ t, das Biegungsmoment derselben $79_{,6} \cdot 19_{,4} = 1544_{,24}$ cm t und die Faserspannungen sind

$$\frac{1544_{,24}}{3150} = 0_{,490} \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0_{,490} \cdot 207}{419} = 0_{,242} \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts ist 240 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{79_{,6}}{240} = 0_{,332}$ t. pro qcm.

Demnach sind die gröfsten Spannungen:

$0_{,490} - 0_{,332} = 0_{,158}$ t Zug pro qcm

und $0_{,242} + 0_{,332} = 0_{,574}$ t Druck pro qcm.

Querschnitt III zwischen 15 und 19.

Moment der Belastung	=	$520_{,31}$
„ der Zugspannung	$= 51 \cdot 218 =$	$1111_{,8}$
Gesammtes Biegungsmoment		$1632_{,11}$ cm t.

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1632_{,11}}{3080} = 0_{,530} \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } 0_{,530} \cdot \frac{23_{,1}}{39_{,5}} = 0_{,310} \text{ t Zug pro qcm.}$$

Der Inhalt des Querschnitts ist, nach Abzug der Niete, 188 qcm und die spec. Zugspannung $\frac{51}{188} = 0_{,271}$ t Zug pro qcm.

Die gesammten Spannungen sind demnach:

$0_{,530} - 0_{,271} = 0_{,259}$ t Druck pro qcm

und $0_{,310} + 0_{,271} = 0_{,581}$ t Zug pro qcm.

Die gröfste Druckspannung in der Gurtung beträgt $61_{,6}$ t, das Biegungsmoment derselben ist $61_{,6} \cdot 21_{,8} = 1342_{,88}$ cm t.

Die Faserspannung wird:

$$\frac{1342_{,88}}{3080} = 0_{,436} \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0_{,436} \cdot \frac{231}{395} = 0_{,255} \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts ist 214 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{61_{,6}}{214} = 0_{,288}$ t pro qcm.

Die gröfsten Spannungen werden:

$0_{,436} - 0_{,288} = 0_{,148}$ t Zug pro qcm

und $0_{,255} + 0_{,288} = 0_{,543}$ t Druck pro qcm.

Querschnitt IV.

Moment der Belastung	=	$520_{,31}$
„ der Zugspannung	$= 25_{,4} \cdot 24_{,8} =$	$629_{,92}$
Gesammtes Biegungsmoment		$1150_{,23}$ cm t.

Digitized by Google

Die entsprechenden Faserspannungen werden

$$\frac{1150{,}20}{2980} = 0{,}386 \text{ t Druck pro qcm}$$

und $\frac{0{,}386 \cdot 261}{365} = 0{,}276$ t Zug pro qcm.

Nach Abzug der Niete ist der Inhalt des Querschnitts $= 162$ qcm. und die spec. Spannung $\frac{25{,}4}{162} = 0{,}157$ t Zug pro qcm.

Die gesammten Spannungen werden demnach:

$0{,}386 - 0{,}157 = 0{,}229$ t Druck pro qcm
$0{,}267 + 0{,}157 = 0{,}430$ t Zug pro qcm.

Die gröfste Druckspannung in der Gurtung beträgt 39 t, das entsprechende Biegungsmoment: $39 \cdot 24{,}8 = 967{,}2$ cm t, die Faserspannungen sind $\frac{967{,}2}{2980} = 0{,}325$ t. Zug pro qcm

und $\frac{0{,}325 \cdot 26{,}1}{36{,}6} = 0{,}232$ t Druck pro qcm.

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 188 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{39}{188} = 0{,}207$ t.

Demnach sind die gröfsten Spannungen am Ende des Schienenträgers $0{,}325 - 0{,}207 = 0{,}118$ t Druck pro qcm
$0{,}232 + 0{,}207 = 0{,}439$ t Zug pro qcm.

Querschnitt V.

Die Zugspannung ist gleich Null, daher nur die Druckspannung in der Gurtung zu berücksichtigen. Letztere beträgt $11{,}2$ t.

Das Moment derselben ist $11{,}2 \cdot 28{,}9 = 323{,}68$ cm t, die Faserspannungen sind $\frac{323{,}68}{2780} = 0{,}116$ t Zug pro qcm

$0{,}116 \cdot \frac{289}{324} = 0{,}104$ t Druck pro qcm.

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 162 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{11{,}2}{162} = 0{,}07$ t.

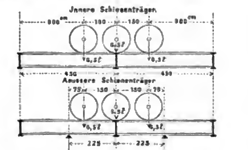
Demnach sind die gesammten Spannungen:

$0{,}116 - 0{,}07 = 0{,}046$ Druck pro qcm
$0{,}104 - 0{,}07 = 0{,}034$ Zug pro qcm.

Die Anschlufsniete der Schienenträger an die Fahrbahnstützen genügen, wie vorhin für die Schienenträger zwischen 4 — 0 — 4 nachgewiesen ist.

b. Die Querträger.

Die Querträger sind am stärksten belastet, wenn das Mittelrad der Güterzugmaschine über denselben steht, und zwar ist die Belastung dann $6{,}5 + 2 \cdot 6{,}5 \cdot \frac{300}{450} = 6{,}5 + 8{,}67 = 15{,}17$ t für jeden inneren Schienenträger.



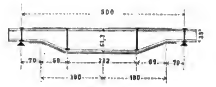
Das Eigengewicht der Querträger ist zu 1 t angenommen, und davon $0{,}35$ t in jedem Angriffspunkt der inneren Schienenträger und $0{,}15$ t an den Enden wirkend gedacht. Das Eigengewicht der inneren Schienenträger mit Belag und Schienen wird wie vorhin zu $1{,}08$ t angenommen, so dafs die Querträger in jedem Angriffspunkt der inneren Schienenträger belastet sind mit $15{,}17 + 0{,}35 + 1{,}08 = 16{,}6$ t, und ist das gröfste Biegungsmoment $M_{max} = 16{,}6 \cdot 150 = 2490$ cm t.

Die gröfste Verticalkraft, welche durch die Platte des Querträgers zu übertragen ist, beträgt, wie oben berechnet, $16{,}6$ t.

Hierzu kommt die Belastung durch die äufseren Schienenträger bei obiger Stellung der Güterzugmaschine mit $10{,}893$ t und dem Eigengewicht des Querträgers und äufseren Schienenträgers mit $0{,}15$ resp. $0{,}5$ t, so dafs der gesammte Auflagerdruck

$$16{,}6 + 10{,}893 + 0{,}15 + 0{,}5 = 28{,}1 \text{ t beträgt.}$$

1) Querträger in 1.



Der Querträger in 1 hat vorstehend skizzirte Form; die Höhe der Verticalplatte am Ende beträgt 35 cm, in der Mitte $61{,}8$ cm und die Dicke derselben $1{,}3$ cm. Das Widerstandsmoment des Querschnitts am Ende ist 940.

Der erste Niet in den Gurtungsplatten ist 38 cm vom Ende entfernt; an dieser Stelle beträgt das Biegungsmoment

$$16{,}6 \cdot 38 = 630{,}8 \text{ cm t}$$

und wird die Faserspannung

$$\frac{630{,}8}{940} = 0{,}67 \text{ t pro qcm.}$$

Bis zu dieser Stelle sind zwischen Verticalplatte und Gurtungswinkeleisen 6 Niete zu rechnen; dieselben haben $2 \cdot 6 \cdot 3{,}14 = 37{,}68$ qcm Querschnitt und $6 \cdot 2 \cdot 1{,}3 = 15{,}6$ qcm geringste Leibungsfläche.

Diese Niete genügen, die Spannung aus der Verticalplatte in die Gurtungswinkeleisen zu übertragen.

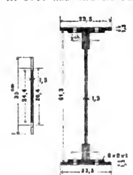
In der Entfernung von 70 cm vom Auflager ist das Biegungsmoment $16{,}6 \cdot 70 = 1162$ cm t. Das Widerstandsmoment des Querschnitts an dieser Stelle ist ungefähr 1790 und die Faserspannung $\frac{1162}{1790} = 0{,}65$ t pro qcm.

Zwischen Gurtungsplatte und Winkeleisen sind bis zu dieser Stelle $2 \cdot 5 = 10$ Niete von 2 cm Durchmesser und zwischen Verticalplatte und Winkeleisen 11 Niete von 2 cm Durchmesser zu rechnen; letztere Niete haben einen Querschnitt von $2 \cdot 11 \cdot 3{,}14 = 69{,}08$ qcm und eine geringste Leibungsfläche von $11 \cdot 2 \cdot 1{,}3 = 28{,}6$ qcm.

Diese Niete genügen dem Biegungsmomente von 1162 cm.

Digitized by Google

Das Widerstandsmoment des Querschnitts in der Mitte ist 3160 und wird die Faserspannung



$\frac{M_{max}}{3610} = \frac{2490}{3610} = 0_{,690}$ t pro qcm.

Die Verticalkraft zwischen Auflager und Schienenträger-Anschlufs ist $16_{,8}$ t.

Die Verticalplatte ist am Ende 35 cm. hoch, $1_{,3}$ cm dick; die gröfste Schubspannung erhält man annähernd, wenn man die Schubkraft auf den Querschnitt der Platte zwischen den Gurtungsnieten gleichmäfsig vertheilt annimmt; dieser Querschnitt ist $24_{,4} \cdot 1_{,3} = 31_{,72}$ qcm. und wird die Schubspannung $\frac{16_{,8}}{31_{,72}} = 0_{,523}$ t pro qcm.

Die Verticalkraft wird am Auflager auf die Verticalplatte durch $2 \cdot 5 = 10$ Niete übertragen; dieselben haben $2 \cdot 10 \cdot 3_{,14} = 62_{,8}$ qcm Querschnitt, $10 \cdot 2 \cdot 1_{,3} = 26$ qcm geringste Leibungsfläche, und genügen dieselben zur Uebertragung.

2. Querträger in 3.

Der Querträger in 3 hat eine Verticalplatte von 1 cm Dicke; die Gurtungsquerschnitte sind dieselben wie bei dem Querträger in 1; die Höhe der Verticalplatte am Ende beträgt 46 cm. und in der Mitte $61_{,3}$ cm.

Das Widerstandsmoment in der Mitte ist 3436 und wird die Faserspannung $\frac{M_{max}}{3436} = \frac{2490}{3436} = 0_{,725}$ t pro qcm.

Die übrigen Anstrengungen werden geringer, wie bei dem Querträger in 1.

3. Querträger in $5_{,7}$ etc. bis 23.

Die Querträger in 5 etc. haben in der Mitte denselben Querschnitt wie die Querträger in 3; die Gurtungsplatten sind kürzer, und ist die Entfernung des ersten Nietes in denselben von dem Auflager $67_{,6}$ cm.; das Biegungsmoment an dieser Stelle ist $16_{,6} \cdot 67_{,6} = 1122_{,16}$ cm t.

Das Widerstandsmoment des Querschnitts ist $= 1933$ und wird die gröfste Faserspannung $\frac{1122_{,16}}{1933} = 0_{,581}$ t pro qcm.

Bis zu dieser Stelle sind die unteren Gurtungswinkeleisen mit der Verticalplatte durch 8 Niete von 2 cm Durchmesser verbunden; dieselben haben $2 \cdot 8 \cdot 3_{,14} = 50_{,24}$ qcm Querschnitt und eine geringste Leibungsfläche von $8 \cdot 2 \cdot 1 = 16$ qcm.

Die Gesammtspannung in den Winkeleisen beträgt ungefähr $2 \cdot 13 \cdot 0_{,581} = 15_{,106}$ t und wird der Leibungsdruck $\frac{15_{,106}}{16} = 0_{,944}$ t pro qcm. Die übrigen Anstrengungen werden geringer, wie bei Querträger in 1.

Auflager der Fahrbahngurtung auf den Pfeilern.

Die Windgurtung überträgt auf das Auflager am Pfeiler einen horizontalen Druck senkrecht zur Bahnaxe, welcher im ungünstigsten Falle 20 t nicht übersteigt. Die gufseiserne Auflagerplatte übernimmt diesen Druck vermittelst einer angegossenen Nase in einer Fläche von $19 \cdot 6_{,5} = 123_{,5}$ qcm (163 kg. pro qcm).

Die Nase mifst an der Basis $8_{,5}$ cm bei 40 cm Länge, entwickelt also ein Widerstandsmoment von $\frac{40 \cdot 72_{,25}}{6} = 481$.

Greift die Gesammtlast von 20 tons an der Spitze des Knaggens, welcher 8 cm hoch ist, an, so beträgt das Biegungsmoment am Fufse $20 \cdot 8 = 160$ cm t und k_{max} ist $\frac{16000}{481} = \pm 333$ kg.

Um ein Gleiten des Lagerstücks zu verhindern, ist dasselbe durch 4 Bolzen von 2 m Länge mit einem etwa 2 m hohen Mauerkörper verbunden, welcher die ganze Schicht des Pfeilers mit zum Widerstande gegen horizontale Bewegung bringt.

Aufserdem ist zu berücksichtigen, dafs die starke Horizontalkraft von etwa 20 t sich daraus herschreibt, dafs die ganze Brücke mit einem Zuge belastet ist, dafs also schon ein Normaldruck am Auflager vorhanden ist. Die 4 Bolzen haben 30 mm Durchmesser und leisten gegen Abscheeren $4 \cdot 7_{,07} \cdot 0_{,75} = 21_{,2}$ t Widerstand.

Hebung, Senkung und seitliche Verschiebung des Bogenscheitels durch Last, Temperatur und Winddruck.

Jeder Punkt der Bogenaxe verändert bei Aufbringung einer Last seine Lage in horizontaler und verticaler Beziehung.

Die gröfste Senkung des Bogenscheitels findet bei voller Belastung statt. Der Werth derselben wird in der Formel 156 §. 324 bei Winkler gegeben. Wenn in dieselbe mit Berücksichtigung der Constante C $\varphi = 0$ eingesetzt wird, so berechnet sich:

$$\Delta y_0 = \tfrac{1}{2}\frac{H r^3}{E W}(-2\cos\alpha - 3\sin^2\alpha + 2 + 2\alpha\sin\alpha\cos\alpha)$$
$$+ \tfrac{1}{12}\frac{q r^4}{E W}[1-\cos^2\alpha + 3(1-2\sin^2\alpha)(1-\alpha\sin\alpha-\cos\alpha)]$$
$$+ \frac{K r^3}{E W}[H\alpha\cos\alpha + \tfrac{1}{4} q r(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha + 2\alpha\sin^2\alpha)]$$
$$= \tfrac{1}{2}\cdot\frac{522 \cdot 16730^3}{2000 \cdot 26000000}(-1_{,8048792} - 0_{,3087898} + 2 + 0_{,1972516})$$
$$+ \frac{1}{12 \cdot 100} \cdot 3_{,35} \cdot \frac{16730^4}{2000 \cdot 26000000}[1 - 0_{,8505968} + 3(1-0_{,3045765})(1-0_{,1040917}-0_{,9474298})] +$$
$$+ \frac{0_{,00006} \cdot 16730^3}{2000 \cdot 26000000}[522 \cdot 0_{,3084112} + \tfrac{1}{4}\cdot 3_{,35}\cdot 167_{,3} \times$$
$$\times (0_{,3255039} - 0_{,3029748} + 0_{,0886742})]\, 0_{,3197868}$$
$$= -106_{,18} + 110_{,90} + 0_{,2} = +5_{,02} \text{ cm Senkung.}$$

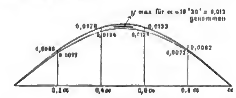
Für den Schnitt 12° vom Scheitel ergiebt sich die verticale Verschiebung der Bogenaxe durch Einsetzung der betreffenden Winkelfunctionen für $\varphi = 12°$ in folgende Formel

$$\Delta_{12} y = \tfrac{1}{2} H r^3 \frac{1}{E W}(\sin^2\varphi - 2\cos\alpha\,\varphi\sin\varphi - 2\cos\alpha\cos\varphi$$
$$- 3\sin^2\alpha + 2 + 2\alpha\sin\alpha\cos\alpha)$$
$$+ \tfrac{1}{12}\frac{q r^4}{E W}[\cos^2\varphi - \cos^2\alpha + 3(1-2\sin^2\alpha)(\varphi\sin\varphi +$$
$$+ \cos\varphi - (\alpha\sin\alpha + \cos\alpha)]$$
$$- \frac{K r^3}{E W}[H\varphi\cos\alpha + \tfrac{1}{4} q r(\varphi - \sin\varphi\cos\varphi + 2\varphi\sin^2\varphi)]\sin\varphi$$
$$+ \frac{K r^3}{E W}[H\alpha\cos\alpha + \tfrac{1}{4} q r(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha + 2\alpha\sin^2\alpha)]\sin\alpha$$

Digitized by Google

$$= \tfrac{1}{2}\,\frac{Hr^3}{EW}\cdot(-0{,}0023968)+12\,qr^4\cdot 0{,}0132415-0{,}124+$$
$$+\,0{,}2297$$
$$= -56{,}97+58{,}77-0{,}124+0{,}3=2{,}02 \text{ cm. Senkung.}$$

Die horizontale Verschiebung des Scheitels wird ein Maximum, wenn die Brücke vom einen Auflager bis zum Scheitel belastet ist.



Die Einzellast verschiebt nach Tabelle auf Seite 305 §. 314 den Scheitel so, dafs die für die verschiedenen Lagen der Last daselbst ermittelten Coefficienten von der Parabel wenig verschieden sind. Das Maximum beträgt für $\alpha = 18^0 39'$ ungefähr $-0{,}012\,\frac{G\alpha^2 h}{EW}$; für einen beliebigen mit G belasteten Punkt ist die Verschiebung des Scheitels $V_c = -y\,\frac{G\alpha^2 h}{EW}$

$$G = q\,r\,\cos\varphi\,d\varphi$$
$$y = \frac{4\cdot y_{max}}{\alpha^2}\,\varphi(\alpha-\varphi)$$
$$\Delta_0\,x = -\frac{\alpha^2 h}{EW}\cdot\frac{4\,y_{max}}{\alpha^2}\int_0^\alpha(\alpha\varphi-\varphi^2)\;q\,r\,\cos\varphi\,d\varphi$$
$$= -\frac{\alpha^2 h q r\cdot 4\,y_{max}}{E\,W\,\alpha^2}\int_0^\alpha(\alpha\varphi-\varphi^2)\,\cos\varphi\,d\varphi$$
$$= -\frac{5350^2\cdot 878{,}5\cdot 0{,}0333\cdot 16730\cdot 4\cdot 0{,}012}{2000\cdot 2600000\cdot 0{,}3255039^2}\cdot 0{,}0056570$$
$$= -0{,}752 \text{ cm Verschiebung zum rechten Auflager hin.}$$

Verticale Verschiebung des Scheitels durch Wärme. cfr. Winkler §. 366 §. 364. Der durch die Wärme von 30° Celsius über Mittel erzeugte Horizontalschub beträgt

$$H = -\frac{EW\varepsilon t}{h^2}\,K = -\frac{722{,}1\cdot 2600000\cdot 1{,}78167}{878{,}5^2}$$

$= -43313$ Kilo $= 43{,}343$ t; nach 312 §. 364 beträgt die verticale Verrückung

$$\Delta_0 y = -\frac{Hr^3}{2\,EW}\,(2-2\cos\alpha-3\sin^2\alpha+2\,\alpha\sin\alpha\cos\alpha)-$$
$$-\frac{Hr}{EF}\,\alpha\sin\alpha - r\,\varepsilon\,t\,(1-\cos\alpha)$$

E hier $= 2040$; $H = 43{,}342$; $F = 1556$ qcm;

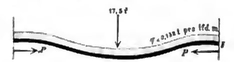
$t = 30$; $\varepsilon = 0{,}0000118$

$$\Delta_0\,y = 8{,}438-0{,}024-0{,}311 = 8{,}1 \text{ cm Hebung.}$$

Seitliche Ausbiegung der Bogengurtung durch den Wind.

Man kann die Annahme machen, dafs unter den drei Windgurtungen die obere Bogengurtung mit ihrem Horizontalverbande der seitlichen Biegung den gröfsten Widerstand leiste. Die Gurtung der Fahrbahn, welche auf der Bogengurtung im Knoten 5 befestigt ist und in diese übergeht, kann auf die ganze Spannweite erst durchbiegen, wenn der Punkt 5 schon soweit nachgegeben hat. Die Fahrbahngurtung würde danach als zweites System, mit Auflagern auf den Pfeiler und im Knoten 5 zu betrachten sein. Dagegen kommt dann für die obere Gurtung der Auflagerdruck der Fahrbahngurtung in 5 als Einzellast in Rechnung.

Im Folgenden ist als ungünstigster Fall eine Einzellast von $17{,}5$ t im Scheitel der Bogengurtung senkrecht zur Bahnaxe und horizontal wirkend angenommen.



Die $17{,}5$ t ergeben sich, wenn der Druck auf den überfahrenden Zug und die Fahrbahngurtung

$$= 2\cdot\frac{l}{4}\cdot(1{,}83+0{,}75)\;0{,}125 = \text{rot. } 17{,}5 \text{ t im Scheitel}$$

auf den Bogen übertragen wird.

Aufserdem nimmt der Bogen noch eine gleichmäfsig vertheilte Last $q = \text{pprt.}\,(0{,}8+0{,}3)\;0{,}125 = 0{,}138$ t pro lfd. m auf.

Es ist im Folgenden nur die Horizontalprojection des Bogenverbandes behandelt, was annähernd richtig sein dürfte. Zugleich ist die im Bogen auftretende Axialkraft in maximo mit 1000 t in Rechnung gestellt.

Die Kräfte wirken dann auf den Verband, wie Winkler im §. 186 angiebt, nur dafs P, statt ziehend, drückend auftritt. Danach formt sich die Gleichung für die Ausbiegung wie folgt um:

Nach Gleichung 66 §. 182 wird, wenn $\eta_0 = 0$, $\eta = f - A\sin Kx = B\cos Kx - \frac{M}{P} + \frac{q}{K^2P}$. — M ist das Moment der äufseren Kräfte, hier $= -\frac{G\cdot x + q\,x\,(l-x)}{2}$, f ist die Verrückung der Mittelkraft der in den beiden Bogengurtungen auftretenden $\frac{P}{2}$; für $x=0$ wird $\eta = 0$, daraus $B = f - \frac{q}{K^2P}$. Für $x = 0$ wird $\frac{d\eta}{dx} = 0$, da die starken in 5 m Entfernung von einander auftretenden Drucke $\frac{P}{2}$ als Einspannung wirken.

$$\frac{d\eta}{dx} = -A\,K\cos Kx + B\,K\sin Kx - \frac{G}{2P} + \frac{qx}{P} - \frac{ql}{2P}$$
$$0 = -A\,K - \frac{G}{2P} - \frac{ql}{2P}$$
$$A = -\frac{G+ql}{2PK}.$$

f wird daraus bestimmt, dafs $\frac{d\eta}{dx}$ für $x = l$ zu 0 wird;

$$0 = \frac{G+ql}{2PK}\cdot K\cdot\cos Kl + \left(f - \frac{q}{K^2P}\right)K\sin Kl - \frac{G}{2P} + \frac{ql}{P} - \frac{ql}{2P}$$
$$f - \frac{q}{K^2P} = \left(\frac{G-ql}{2P} - \frac{G+ql}{2P}\cos Kl\right)\frac{1}{K\sin Kl}$$
$$f = \frac{G}{2P}\cdot\frac{1-\cos Kl}{K\sin Kl} - \frac{ql}{P}\cdot\frac{1+\cos Kl}{K\sin Kl} + \frac{q}{K^2P}$$
$$f = \frac{G}{2PK}\,\mathrm{tg}\,\frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK}\cdot\frac{1}{\mathrm{tg}\,\frac{Kl}{2}} + \frac{q}{K^2P}$$
$$\eta = \frac{G}{2PK}\,\mathrm{tg}\,\frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK\,\mathrm{tg}\,\frac{Kl}{2}} + \frac{q}{K^2P} + \frac{G+ql}{2PK}\cdot\sin Kx -$$
$$-\left(f - \frac{q}{K^2P}\right)\cos Kx - \frac{Gx + qx(l-x)}{2P} - \frac{q}{K^2P}$$

Digitized by Google

η wird Maximum für $x = \frac{l}{2}$

$$\eta_{max} = \left(\frac{G}{2PK}\operatorname{tg}\frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}}\right)\left(1 - \cos\frac{Kl}{2}\right) + \frac{q}{K^2P} +$$

$$+ \frac{G + ql}{2PK}\sin\frac{Kl}{2} - \frac{G\frac{l}{2} + q\frac{l^2}{4}}{2P} - \frac{q}{K^2P}$$

$$\eta_{max} = \frac{1}{2PK}\left[\left(G\operatorname{tg}\frac{Kl}{2} - \frac{ql}{\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}}\right)\left(1 - \cos\frac{Kl}{2}\right) + \right.$$

$$\left. + (G + ql)\sin\frac{Kl}{2} - \left(G\frac{l}{2} + \frac{ql^2}{4}\right)K\right]$$

Es ist $K^2 = \frac{P}{EW}\left(1 - \frac{P}{EF}\right)$

$E = 2000$

$W = 500^2 \cdot \frac{856}{2}$ = Quadrat des Abstandes der Bogenaxe mal halben Querschnitt der oberen Gurtung.

$+ \frac{5 \cdot 120^3 \cdot 2}{12}$ = Trägheitsmoment eines oberen Plattenpacketes 120cm breit, rot. 5 cm. stark.

$W = 108440000$ $F = 2 \cdot 856 = 1712$, daraus

$K^2 = \text{num } 1_{,8336652\,6} - 10$; $K = \text{num } 5_{,6312263} - 10$

$\frac{Kl}{2} = \text{arc } 20^\circ\, 48'\, 41''$, und wird $\eta_{max} = 2_{,39316}$ cm.

Wäre P nicht berücksichtigt, so würde $\eta_{max} = \frac{Gl^3}{192 \cdot EW} + \frac{ql^4}{384\,EW} = 0_{,732}$ cm betragen. Die Annahme, daſs nur die obere Gurtung die Last des Windes übertrage, daſs eine Einzellast von $17_{,6}$ t im Scheitel angreife, während in Wirklichkeit nur $4_{,33}$ t in der Entfernung, $11_{,4}$ m vom Scheitel als Einzellast und von $+ 11_{,4}$ bis $- 11_{,4}$ eine gleichmäſsig vertheilte Last von $0_{,23}$ t pro lfd m auftreten, sichert wohl vor Ueberschreitung des Maaſses von $2_{,4}$ cm.

Denkt man den Gesammtwinddruck als gleichmäſsige Last auf den mittleren Verband (obere Bogengurtung) wirkend, so wird

$q = 1_{,63}\, p$ (Zug)
$+ 0_{,72}$ (Fahrbahnstreifen)
$0_{,6}$ (oberer)
$0_{,9}$ (unterer Gurtungsstreifen)
$0_{,3}$ (Fahrbahnstützen)
$4_{,48} \cdot 0_{,125} = 0_{,56}$ t pro lfd. m.

In der Gleichung für η wird hier:

$M = -\frac{qx(l - x)}{2}$, wo l die ganze Stützweite bedeutet;

für $x = 0$ wird $\eta = 0$, $\eta_0 = 0$

$$0 = f - B - \frac{q}{K^2P} \quad B = f - \frac{q}{K^2P}$$

für $x = \frac{l}{2}$ wird $\frac{d\eta}{dx} = 0$; $\quad -KA\cos K\frac{l}{2} + KB\sin\frac{Kl}{2} = 0$

$$A = \frac{K\left(f - \frac{q}{K^2P}\right)\sin\frac{Kl}{2}}{K\cos\frac{Kl}{2}} = \left(f - \frac{q}{K^2P}\right)\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}$$

$$\frac{d\eta}{dx} = -\left(f - \frac{q}{K^2P}\right)\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}K\cos Kx + \left(f - \frac{q}{K^2P}\right)K\sin Kx + \frac{2qx}{2P} - \frac{1}{2P}ql;$$

für $x = l$ wird $\frac{d\eta}{dx} = 0$,

danach
$$f = \frac{ql}{2PK\left(\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}\cos Kl - \sin Kl\right)} + \frac{q}{K^2P}$$

$$f = \frac{q}{K^2P}\left(1 + \frac{kl}{2\left(\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}\cos Kl - \sin Kl\right)}\right);$$

nach Einsetzung von f wird

$$\eta = \frac{q}{K^2P} \cdot \frac{Kl}{2\left(\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}\cos Kl - \sin Kl\right)}\left(1 - \operatorname{tg}\frac{Kl}{2}\sin Kx - \cos Kx\right) + \frac{1}{2P}(qx^2 - qlx),$$

η wird maximum für $x = \frac{l}{2}$,

$$\eta_{max} = \frac{q}{K^2P} \cdot \frac{Kl}{2\left(\operatorname{tg}\frac{Kl}{2}\cos Kl - \sin Kl\right)} \cdot \left(1 - \operatorname{tg}\frac{Kl}{2} \cdot \sin\frac{Kl}{2} - \cos\frac{Kl}{2}\right) - \frac{ql^2}{8P}.$$

Es wurden hier dieselben Werthe für F_1 P_1 E_1 und W eingesetzt wie oben, nur q wird $= 0_{,56}$ t pro lfd m.

$Kl = \text{arc } 41^\circ\, 37'\, 23''$ $\frac{Kl}{2} = \text{arc } 20^\circ\, 48'\, 41''$;

dann wird $\eta_{max} = 81_{,027} - 80_{,143} = 0_{,884}$ cm.

Ohne Berücksichtigung der Axialkraft P wird

$$\eta_{max} = \frac{ql^4}{384 \cdot E \cdot W} = \frac{0_{,0056} \cdot 10700^4}{384 \cdot E \cdot W} = 0_{,881} \text{ cm.}$$

Ohne Berücksichtigung der factisch vorhandenen Einspannung wäre ferner

$\eta_{max} = 5 \cdot 0_{,881} = 4_{,405}$ cm.

E. Baukosten der Rheinbrücke bei Coblenz.

Was die Gesammtkosten des Bauwerkes betrifft, so sind zwar, wie schon oben bemerkt, die Baurechnungen zur Zeit noch nicht vollständig abgeschlossen, jedoch läſst sich nach den angestellten Ermittelungen mit Sicherheit beurtheilen, daſs dieselben unter Berücksichtigung der Einnahmen aus den alten Materialien, Geräthen etc. sich annähernd auf den Betrag von 3 155000 ℳ belaufen werden.

In dieser Summe ist nicht enthalten die Herstellung des Bahndammes auf der Insel und durch die Rheinlache, deren Kosten bei Titel II verausgabt sind; dagegen sind in derselben enthalten die Kosten für die Ausführung der umfangreichen Baggerarbeiten zur Regulirung des Stromes und zur Beseitigung des Kiesfeldes an der südlichen Inselspitze, ferner die Kosten der Herstellung der Coupirung des linksseitigen Rheinarmes und der neuen Uferbefestigungen sowie des Baues der drei Wasserdurchlässe in der Rheinlache. Werden diese Kosten, welche nicht direct mit der Herstellung des Brückenbauwerkes zusammenhängen, vielmehr eine Folge der ungünstigen Verhältnisse der Baustelle sind, von obiger Summe abgesetzt, so reducirt sich dieselbe um 950000 ℳ und ergiebt sich mithin auf 2 205000 ℳ

Speciellere Angaben über die Kosten der einzelnen Arbeiten, über Einheitspreise etc. werden am Schlusse der ganzen Mittheilung gegeben werden.

(Fortsetzung: II. Die Moselbrücke bei Güls, folgt.)

Digitized by Google

Zusammenstellung der bemerkenswertheren Preufsischen Staatsbauten, welche im Jahre 1880 in der Ausführung begriffen gewesen sind.

(Aus den Jahres-Rapporten pro 1880.)

(Mit Zeichnungen auf Blatt 61 im Atlas.)

I. Kirchen.

Im Jahre 1880 befanden sich nach den Jahres-Rapporten 41 Kirchenbauten (gegen 49 im Vorjahre) in der Ausführung, darunter 28, welche fortgesetzt, und 13, welche neu begonnen sind.

Fortgesetzte Kirchenbauten.

Hiervon wurden im Jahre 1880 zu Ende geführt 22. Unvollendet blieben 4 Neubauten, nämlich:

1) der 1876 begonnene, aber mit Unterbrechungen fortgesetzte Bau der Nicolaikirche in Breslau (Anschlagskosten 462000 ℳ, 402 ℳ pro qm Baufläche),

2) die Kirche in Faikowitz (XV,*) siehe Jahrgang 1879 S. 425),

3) die Kirche in Hochkirch (XIV, s. Jahrg. 1880 X. 457),

4) die Kirche in Siemowo (XI, s. Jahrg. 1880 S. 457), ferner

der Bau der Thürme nebst Zwischentheil der St. Servatii-Schlofskirche in Quedlinburg (XVII, s. Jahrg. 1878 S. 470), von welchem der südliche Thurm vollendet und der nördliche Thurm nach Abbruch der schadhaften Theile sowie der Zwischenbau bis zum Hauptgesims der Thürme geführt ist; endlich

der Restaurationsbau der Wiesenkirche in Soest (XXVIII, s. Jahrg. 1879 S. 423).

Die angeführten Bauten dürften bis auf den ad 1, welcher voraussichtlich erst i. J. 1883 fertig werden wird, im Laufe des Jahres 1881 zu Ende geführt werden. Für den inneren Ausbau der im Aeufseren vollendeten Wiesenkirche in Soest, welcher eifrig betrieben wird, läfst sich der Endtermin noch nicht mit Bestimmtheit feststellen.

Neu angefangene Kirchenbauten.

a. Kirchenneubauten.

Laufende Nummer	Ort und Reg.-Bez., ob evang. od. kath., mit od. ohne Thurm	Summe des Kostenanschlages ℳ	Gesammte Baufläche qm	Danach Anschlagskosten pro qm ℳ	Baufläche nach der Höhen-Einheit des Kirchenschiffs reducirt qm	Danach Kosten pro qm ℳ	Nutzraum im Schiff cbm	Nutzraum in Nebenräumen cbm	Nutzraum im oberen Thurm cbm	Durchschn. Kosten pro cbm Nutzraum ℳ	Sitzplätze für Erwachsene im Schiff	Sitzplätze für Erwachsene auf Empore	Sitzplätze für Kinder	Zahl der gleichzeitigen Kirchgänger	Baukosten pro Sitzplatz ℳ	Baukosten pro Kirchgänger ℳ
1	Grünheyde ev. (II) vorläufig ohne obern Thurm	82000	646	127	629	130	6500	250	80	12	686	154	266	1189	98	69
2	Warpuhnen ev. (II) mit Thurm	60500	350	173	380	160	2700	96	90	21	430	152	82	870	91	70
3	Ganserin ev. (VIII) vorl. ohne Thurm	33000	250	132	245	134	1800	75	20	18	260	—	75	473	98	70
4	Penchowo kath. (XII) vorl ohne Thurm	25000	239	105	232	108	2300	135	85	10	100	—	80	398	139	63
5	Friedrichstadt ev. (XVI) mit Thurm	64000	473	135	524	122	3300	130	100	18	480	—	133	1306	104	49
5*	do. Mehrkosten d. Fundamente	15000	473	32	524	28	<	3530	>					1306	—	12
6	Walsum kath (XXXII) mit Thurm	124500	560	222	645	193	—	—	—	—	317	20	121	598	272	208
7	Gr. Lunau ev. (IV) vorl. ohne ob. Thurm	85347	576	148	613	139	5570	370	200	14	576	270	288	1134	75	75

Beschreibung dieser Neubauten.

Nr. 1. Die Kirche in Grünheyde (s. Grundrifs auf Blatt 61), deren Thurm vorläufig nur bis über die Seitentreppen geführt wird, ist mit einfachen Rundbogenformen im Rohbau, bei beschränkter Verwendung von Formsteinen, 24 × 11 m im Langschiff grofs, mit $5{,}4$ × 11 m Vorsprung für das Querschiff projectirt. Die rechteckig abgeschlossenen Enden des kreuzförmigen Gebäudes sind als Giebel behandelt. Das Schiff erhält eine schräg ansteigende Holzdecke,

*) Die den Ortsnamen hinzugefügten eingeklammerten römischen Zahlen bezeichnen den Regierungsbezirk resp. die Landdrostei, in welchem der betr. Ort liegt; hierbei bedeuten die Zahlen I Königsberg. II Gumbinnen. III Danzig. IV Marienwerder. V Ministerial-Bau-Commission Berlin. VI Potsdam. VII Frankfurt a. O. VIII Stettin. IX Coeslin. X Stralsund. XI Posen. XII Bromberg. XIII Breslau. XIV Liegnitz. XV Oppeln. XVI Magdeburg. XVII Merseburg. XVIII Erfurt. XIX Schleswig. XX Hannover. XXI Hildesheim. XXII Lüneburg. XXIII Stade. XXIV Osnabrück. XXV Aurich. XXVI Münster. XXVII Minden. XXVIII Arnsberg. XXIX Cassel. XXX Wiesbaden. XXXI Coblenz. XXXII Düsseldorf. XXXIII Cöln. XXXIV Trier. XXXV Aachen und XXXVI Sigmaringen.

Digitized by Google

welche sich $14,_4$, bezw. $12,_3$ m über den Fufsboden erhebt. Der später auszuführende obere Theil des Thurmes soll Giebel und darauf eine Holzspitze erhalten.

Nr. 2. Die auf Blatt 61 in Grundrifs und Giebelansicht dargestellte Kirche in Warpuhnen wird ebenfalls mit Rundbogenformen im Rohbau, aber ohne Formziegel, $23 \times 12,_9$ m grofs und einschiffig ausgeführt. Die Strebepfeiler der Langfront gehen in Kämpferhöhe neben den gekuppelten Fenstern in Lisenen über; an den Ostgiebel schliefsen sich Apsis und Sacristei mit Walmdächern an. Der bis zum Kranzgesims 30 m hohe Thurm schliefst mit Giebeln ab und wird mit 8seitigem Holzhelm bekrönt. Das Schiff erhält eine Decke wie Nr. 1 in $8,_4$ bis $10,_4$ m Höhe über dem Fufsboden.

Nr. 3. Die Kirche in Ganserin ist im Grundrifs der im Jahrg. 1879 Bl. 61 dargestellten Kirche in Neukirch ähnlich, einschiffig, $17,_3 \times 11,_{16}$ m grofs, jedoch mit geradem Chorschlufs und ohne Seiteneingang, mit einfach gothischen Formen, im Rohbau, bei beschränkter Verwendung von Formziegeln entworfen. Das Schiff, wie Nr. 1 mit Holzdecke versehen, wird in den Mauern $8,_5$ m hoch. Der Thurm wird vorläufig über den Seitentreppen abgeschlossen.

Nr. 4. Die auf Blatt 61 in Grundrifs und Giebelansicht dargestellte Kirche in Penchowo wird ganz einfach mit Spitzbogenformen im Rohbau, ohne Verwendung von Formziegeln erbaut, das Schiff erhält eine Holzdecke wie vor und wird $10,_5$ bezw. $13,_4$ m hoch. Der Thurm schliefst vorläufig 5 m niedriger als das Schiff über dem Orgelgebläse ab. Auf den Westgiebel ist ein gröfseres, auf den Ostgiebel ein kleineres Glockenthürmchen aufgesetzt.

Nr. 5. Die Kirche in Friedrichstadt-Magdeburg ist im Grundrifs der im Jahrg. 1879 Bl. 61 skizzirten Kirche in Friedersdorf ähnlich, einschiffig, $25 \times 14,_3$ m grofs, in gothischen Formen mit Hausteinplinthe, im Uebrigen im Rohbau bei Verwendung von Formziegeln projectirt. Spätere Anlage von Seitenemporen mit 200 Sitzplätzen ist vorbehalten und sind deshalb schon jetzt kleine Fenster zur Beleuchtung des Raumes unter den künftigen Emporen angelegt. Der Thurm hat bis zur Spitze seines Holzhelmes 50 m Höhe. Die Fundirung reicht bis zu 4 m Tiefe und war nicht ohne Schwierigkeiten auszuführen. In der Summe des Kostenanschlages sind Orgel und Glocke nicht mitenthalten.

Nr. 6. Die (kath.) Kirche in Walsum, mit Ausnahme der Thurmanlage und der Nebenapsiden am Ostchor sich im Grundrifs der im Jahrg. 1878 Bl. 52 veröffentlichten St. Ambrosiuskirche anschliefsend, ist mit dreischiffigem Lang- und einschiffigem Querbau als Basilika mit gothischen Formen im Rohbau bei Verwendung von Formsteinen projectirt. In der westlichen Axe des Langbaues der Kirche ist bis auf $1,_7$ m der Thurm mit kleiner Wendeltreppe eingerückt, und an Stelle der 2 Nebenapsiden bei der Ambrosiuskirche ist hier rechts neben dem Ostchor in der Länge des Querschiffs eine rechteckig geschlossene Sacristei angebaut.

Nr. 7. Die Kirche in Gr. Lunau, einschiffig, im Chorabschlufs der im Jahrg. 1879 Bl. 61 veröffentlichten Kirche in Friedersdorf ähnlich, am Westgiebel mit Thurm (vorläufig nur bis zur Höhe des Kirchenschiffes geführt) und 2 Nebentreppen, mit nur einem Eingang, soll in einfachen Rundbogenformen als Ziegelrohbau mit Bieberschwanzkronendach, Vorhalle und Altarraum gewölbt, das Schiff mit schräger Holzdecke, erbaut werden.

b. Kirchenerweiterungsbauten.

Bei der katholischen Kirche in Kendscherschin (XII) machte sich eine Erweiterung derselben um ca. 276 qm nothwendig, welche zum gröfseren Theil auf eine Verlängerung des Kirchenschiffes, dann aber auch auf eine entsprechende Vergröfserung des Altarraumes sich erstrecken sollte. Die Baustelle für diesen Erweiterungsbau bildete der frühere, um die Kirche gelegene Kirchhof, es mufste daher mit den Fundamenten bis auf die Sohle der alten vorgefundenen Gräber, welche einen festen Lehmboden aufwies, hinabgegangen werden.

Der Erweiterungsbau, welcher sich im Style der vorhandenen Backsteinkirche anschliefsend, auf Feldsteinfundamenten, mit Rundbogenformen, Ziegelkronendach und mit Dachreiter erbaut wird, ist zu 34000 ℳ (à qm Baufläche zu ca. 123 ℳ) veranschlagt, von welcher Summe etwa 8 pCt. auf Hand- und Spanndienste entfallen. Mehrkosten werden voraussichtlich nicht entstehen.

c. Kirchenreparaturen von Belang.

Die Kirche auf dem Petersberge bei Halle wird an den Innen- und Aufsenwänden wieder hergestellt und mit neuer Schieferbedachung versehen. Anschlagskosten 18300 ℳ.

d. Kirchenrestaurationsbauten

Im J. 1880 sind drei Restaurationsbauten an Kirchen begonnen, welche sämmtlich im Jahre 1881 vollendet werden sollen. Es sind:

1) der Restaurationsbau der reformirten Kirche in Frankfurt a/O., mit welchem der Anbau einer neuen Sacristei und die Herstellung der Fronten in dem Charakter der älteren Formen, sowie des Innern im Fugenputz verbunden ist. Anschlagssumme 70316 ℳ;

2) der Restaurationsbau der Klosterkirche zu Lüne (XXII). Diese Kirche stammt aus dem 14. Jahrhundert und ist sehr einfach mit Spitzbogenformen im Rohbau als einschiffiger Langbau mit unregelmäfsigem Fünfachtel-Chorschlufs und 5 Jochen à 9 m Spannung in Backsteinen errichtet. An die dem Haupteingange gegenüberliegende Südfront lehnt sich ein Kreuzgang, und von der Westfront beinahe bis zur Mitte der Kirche reichend ruht auf massiven mit Kreuzgewölben überspannten Pfeilern die für diese Klosterkirche charakteristische Empore des Klosters. Bei der Bauausführung werden im Innern die störenden Einbauten entfernt, die Decken, Wände, Fufsböden, Fenster, sowie die Kanzel unter Verschiebung um ein Joch stylgerecht restaurirt, das Gestühl wird erneuert und die Orgel erhält ein neues Werk. Neben Reparaturen im Aeufseren wird die im Osten aus Fachwerk angebaute Sacristei abgebrochen und durch die, völlig renovirte, sogenannte Grabcapelle der Aebtissinnen, welche mit der Kirche durch einen kurzen überdeckten Gang verbunden ist, ersetzt. Anschlagskosten 29000 ℳ.

3) Der Restaurationsbau der kath. Kirche in Marienstadt (XXX). Diese Kirche ist eine gothische Basilika mit Kreuzschiff aus dem 13. Jahrhundert. Es findet die Erneuerung der Gewölbe des Kreuzschiffes und eines Theiles derselben im Langschiff, sowie der Dacheindeckung von Chor und Kreuzschiff statt. Anschlagskosten 13950 ℳ.

Digitized by Google

II. Pfarrhäuser.

Von den hierhergehörigen 13 Bauten, welche im Jahre 1880 sich in der Ausführung befanden (ebensoviel als im Vorjahre), wurden die vier früher begonnenen Pfarrhäuser in Mehr (XXXII), Heiligenstadt (XVIII), Fürstenwerder (III) und Berkholz (VI) vollendet (s. Jahrg. 1880 S. 458), ebenso das Wirthschaftsgebäude der Pfarre in Meleschwitz (XIII), dessen Kosten 21433 ℳ (à qm Baufläche 53 ℳ) betragen.

Neu angefangen wurden 8 zu Pfarretablissements gehörige Bauten, welche in den beiden folgenden Tabellen zusammengestellt sind.

a. Pfarrhäuser

Laufende Nummer	Ort u. Regierungs-Bezirk	Anschlagskosten ℳ	Gesammte Baufläche qm	Kosten pro qm ℳ	Raumvertheilung im Pfarrhause										Bemerkungen.
					Confirmanden-zimmer	Erdgeschofs			Dachgeschofs		Keller				
						heizbare Zimmer	Küche	Kammern	heizbare Zimmer	Kammern	Wirthschafts-räume	Wasch-küche	Backraum		
1	Motzen (VI)	21600	234	92	1 i. Dachgsch.	6	1	1	1	—	1	1	1		
2	Baltrum (XXV)	13000	ca. 150	88	1 im Erdgsch.	3	1	1	2	2	2	im Stall	—		
3	Schippenbeil (I)	31280	250	120	1 i. Dachgsch.	< Wohnraum >			2	—	< Wirthschafts-räume >				ungünstiger Baugrund
4	Gorrentschin (III)	17970	210	86	1	5	1	1	1	—	< do. >				
5	Rauen (VI)	13500	210	64	—	5	1	1	—	—	< do. >				
6	Freienwalde (VI)	18000	176	103	—	6	1	1	2	—	2	1	—		mit Erkerausbau
7	Stolp (IX)	29000	277	105	—	6	1	1	1	2	3	—	—		

b. Wirthschaftsgebäude zu Pfarretablissements.

Laufende Nummer	Ort und Regierungs-Bezirk	Anschlagskosten ℳ	Gesammte Baufläche qm	Kosten pro qm ℳ	Raumvertheilung								Bemerkungen.
					Ställe für				Holz- und Torfstall	Waschhaus	Futterkammer	Abort	
					Pferde	Kühe od. Ziegen	Schweine	Federvieh					
1	Motzen (VI)	1776	47	38	—	1	1	1	—	—	—	1	—
2	Baltrum (XXV)	1200	ca. 30	40	—	1	1	—	1	1	—	1	—
8	Cattern (XIII[b])	14400	288	50	1	1	1	—	—	—	1	—	—

Nr. 1. Das 18 × 13 m grofse Pfarrhaus in Motzen (VI) wird in einfachem Ziegelrohbau mit Ziegelkronendach erbaut, das zugehörige $9,_5$ × 5 m grofse Stallgebäude in ähnlicher Ausführung. Brunnen und Umwährung des Etablissements sind auf 420 resp. 612 ℳ veranschlagt, demnach Gesammtkosten 24408 ℳ.

Nr. 2. Das nebst Stallgebäude wie Nr. 1, jedoch mit Pfannendach und in sehr beschränkten Abmessungen projectirte Pfarretablissement auf der Insel Baltrum (XXV) für welches die Anschlagssumme im Ganzen 14500 ℳ beträgt, wird voraussichtlich für 13000 ℳ fertiggestellt worden sein.

Nr. 8. Das Wirthschaftsgebäude in Cattern (XIII[b]) ist im Rohbau mit Ziegeldach ausgeführt. Die Stallungen enthalten Raum für 5 Pferde, 12 Stück Rindvieh und 5 Schweine.

Diese 3 Bauausführungen sind Ende 1880 vollendet worden, während die übrigen erst im Herbst 1881 werden fertig gestellt werden; es sind dies:

Nr. 3. das mit Spitzbogenformen im Ziegelrohbau unter Verwendung von Formziegeln, $18,_5$ × $13,_7$ m grofs, im Erdgeschofs $3,_{45}$ m hoch erbaute Pfarrhaus in Schippenbeil (I), welches mit Rücksicht auf die Oertlichkeit städtisch ausgestattet ist und dessen ca. 5 m tiefe Fundamentirung den Bau aufserdem noch vertheuert hat;

Nr. 4. das in einfachem Ziegelrohbau mit Pfannendach auf Schalung projectirte Pfarrhaus in Gorrentschin (III),

Nr. 5. das in einfachem Ziegelrohbau mit Spitzbogenformen entworfene Prediger-Wohnhaus in Rauen (VI),

Nr. 6. das im Ziegelrohbau mit Ziegelfalzdach $16,_6$ × $10,_6$ m grofs mit einem thurmartigen Ausbau in städtischer Ausstattung projectirte zweigeschossige Diakonatwohnhaus in Freienwalde (VI) und

Nr. 7. das Pfarrhaus der unirten Gemeinde in Stolp (IX), welches $17,_{68}$ × $13,_6$ m grofs, mit Risalit, Veranda-Vorbau und 2 Flügeln projectirt ist und in städtischer Ausstattung unter Verwendung von Verblend- und Formziegeln im Rohbau mit Schieferdach ausgeführt wird. —

Die Ausdehnung der Gebäude, namentlich für Wirthschaftszwecke, ist, wie die bezüglichen tabellarischen Zusammenstellungen ergeben, sehr verschieden, wogegen die Herstellungskosten der Wohngebäude sich pro qm Baufläche nur erhöhen, wo locale Rücksichten eine bessere Ausstattung bedingen.

Digitized by Google

III. Elementarschulen.

Von den Elementarschulbauten, welche im Jahre 1880 zur Ausführung kamen (14 gegen 21 im Vorjahre), wurden die vor 1880 in Angriff genommenen in diesem Jahre sämmtlich beendet.

Unter den neu angefangenen Bauten befinden sich 5, welche in demselben Jahre vollendet worden sind, nämlich:

1) das in Fachwerk erbaute einklassige Schulhaus mit Lehrerwohnung und Stall nebst Abtritt zu Thalwenden (XVIII), Anschlagskosten 10210 ℳ (pro qm $70,_4$ ℳ),

2) das massiv mit Ziegeldach hergestellte, räumlich wie Nr. 1 eingetheilte Schulhaus und Nebengebäude zu Derglschow (VI), Anschlagskosten des Schulhauses 10601 ℳ (à qm 65 ℳ), des Stallgebäudes 3371 ℳ (à qm 35 ℳ), des Brunnens 480 ℳ und der Umwährungen 275 ℳ,

3) das dem vorigen ähnliche zweiklassige Schulhaus zu Clausdorf (VI) mit 2 Lehrerwohnungen in 2 Stockwerken. Anschlagskosten für das Schulhaus 20383 ℳ, (95 ℳ à qm), für das Abortsgebäude mit 6 Sitzen 525 ℳ (also pro Sitz 87 ℳ), und für Umwährungen 427 ℳ,

4) das massiv mit Pfannendach ausgeführte zweiklassige Schulhaus mit Wohnung für einen verheiratheten und einen ledigen Lehrer zu Petricken (I). Anschlagskosten 11414 ℳ (à qm 56 ℳ),

5) das wie Nr. 4 hergestellte dreiklassige Schulhaus zu Schoenfainen (II), mit Wohnung für einen verheiratheten und einen ledigen Lehrer. Anschlagskosten 24400 ℳ (à qm 70 ℳ).

Von den übrigen 5 angefangenen Elementarschulbauten wurden 4 erst im Sommer und 1 im Herbst begonnen, so dafs dieselben bei einer für dergl. Bauten anzunehmenden Minimalbauzeit von $^1/_2$ Jahre nicht mehr im J. 1880 haben der Benutzung übergeben werden können. Es sind:

1) das in Gehrsafs*) mit Rohrdach herzustellende und auf Pfahlrost fundirte einklassige Schulhaus zu Heidlauken (I), mit Wohnung und Stallgebäude. Anschlagskosten zus. 13000 ℳ (à qm i. m. 67 ℳ),

2) u. 3) die beiden massiv mit Ziegeldach projectirten einklassigen Schulhäuser nebst Lehrerwohnung in Boernicke (VI) und Schwanebeck (VI). Anschlagskosten bezw. 12937 ℳ (à qm 68 ℳ) und 16500 ℳ (à qm 99 ℳ). Bei dem ersteren ist die spätere Erweiterung des Gebäudes durch Aufsetzen von einem zweiten Stock berücksichtigt worden,

4) das den vorigen ähnliche zweiklassige Schulhaus zu Baitzen (XIII^b) mit Wohnung für einen verheiratheten und einen ledigen Lehrer, nebst Nebengebäude, enthaltend: Scheune, gewölbten Kuh- und Schweinestall und Abort. Anschlagskosten zusammen 15300 ℳ (à qm beim Schulhaus 47 ℳ, beim Nebengebäude 42 ℳ) und

5) das wie 4) erbaute dreiklassige Schulhaus in Heuthen (XVIII) mit nur 1 Lehrerwohnung. Anschlagskosten 17500 ℳ (à qm 111 ℳ). Das zugehörige Wirthschaftsgebäude von Fachwerk enthält Tenne, Holz-, Kuh- und Schweinestall sowie die Abtritte. Anschlagskosten 4100 ℳ (à qm 47 ℳ).

*) d. i. ein aus Halbholzbalken auf der hohen Kante verschränkt hergestellter Blockhausbau, wie er bei ländlichen Bauanlagen in einigen Baukreisen Ostpreufsens üblich ist.

IV. Mittelschulen.

Zu Apenrade (XIX) ist eine neunklassige Mädchenschule, wovon der Grundrifs des ersten Stocks auf Blatt 61 enthalten, in einfachem Ziegelrohbau mit Schieferdach projectirt, im Keller gröfstentheils gewölbt, im Uebrigen mit Balkendecken und mit granitener Haupttreppe versehen. Die Heizung der Schulräume erfolgt durch Mantelöfen, die Ventilation durch gemauerte Schlote.

In dem $2,_{65}$ m i. L. hohen Kellergeschofs sind 2 Stuben, Küche und Keller, neben dem Haupteingang belegen, als Pedellwohnung eingerichtet, ferner 1 Brennmaterialienkeller und eine Waschküche nebst Rollkammer. Das $3,_5$ m i. L. hohe Erdgeschofs enthält 4 Klassenzimmer, 1 Lehrerzimmer, und die Bibliothek, ferner 4 Stuben, Küche und Speisekammer als Lehrerwohnung. Im gleich hohen ersten Stock befinden sich: Bodentreppe, 5 Klassenzimmer, 2 Stuben für eine Lehrerin und Wohnung für einen zweiten verheiratheten Lehrer von gleicher Gröfse wie diejenige im Erdgeschofs; das Dachgeschofs enthält noch 5 Stuben, 7 Kammern und 1 Trocknenraum. Anschlagskosten 78000 ℳ (à qm 154 ℳ).

V. Realschulen und Gymnasien

nebst den dazu gehörigen Wohnungen.

Von den im J. 1880 fortgesetzten Bauten dieser Kategorie wurden vollendet:

1) das Klassenhaus des Wilhelms-Gymnasiums in Königsberg (I) (s. S. 428 Jahrg. 1879) und das dazugehörige Directorwohnhaus, Anschlag 47000 ℳ (à qm 168 ℳ),

2) das Vordergebäude der K. Realschule in der Kochstrafse zu Berlin (V), (s. S. 429 Jahrg. 1879),

3) der neue Anbau behufs Erweiterung des Gymnasiums zu Ratibor (XV) (s. S. 430 Jahrg. 1879), sowie das zum Etablissement gehörige Abortsgebäude, dessen Anschlagskosten 10000 ℳ betragen (à qm 109 ℳ),

4) das Domgymnasium in Merseburg (s. S. 429 Jahrg. 1879),

5) der Anbau an das Gymnasialgebäude zu Glückstadt (s. S. 462 Jahrg. 1880) und ein dazu gehöriges Nebengebäude, dessen Anschlagskosten 1150 ℳ (à qm 41 ℳ) betragen,

6) die Directorwohnung zum neuen Gymnasium in Arnsberg (s. S. 430 Jahrg. 1879),

7) der Erweiterungsbau des Gymnasiums zu Burgsteinfurt (XXVI), (s. S. 462 Jahrg. 1880),

8) der Erweiterungsbau des Gelehrten-Gymnasiums in Wiesbaden (s. S. 462 Jahrg. 1880),

9) der Anbau an das Real-Gymnasium daselbst (siehe wie vor),

10) die Bauanlage des Joachimsthal'schen Gymnasiums zu Deutsch-Wilmersdorf bei Berlin (V). Zur Zeit ist die Bauabrechnung noch nicht beendet, und wird über das Resultat derselben eine nähere Mittheilung vorbehalten,

11) das Gymnasialgebäude in Graudenz (IV), welches im Grundrifs dem Gymnasium in Lissa (s. Jahrg. 1880 S. 460) im wesentlichen entspricht.

Unvollendet blieben:

1) das Gymnasium in Danzig, welches nach dem vorjährigen Berichte bis zur Fufsbodenhöhe des Erdgeschosses aufgeführt war; dasselbe wurde im Rohbau fertig und auch mit den Heizanlagen versehen. Die Vollendung ist im Som-

Digitized by Google

mer 1881 bestimmt in Aussicht gestellt. Anschlagskosten 270000 ℳ (à qm 335 ℳ), in welchen die Kosten der künstlichen Gründung mit eingeschlossen sind,

2) das Klassengebäude für das Friedrichs-Gymnasium in Frankfurt a/O. (s. S. 460 Jahrg. 1880), welches im Rohbau vollendet wurde,

3) das Gymnasialgebäude zu Lissa (s. S. 460 Jahrg. 1880). Dasselbe ist bis zu dem inneren Ausbau vorgeschritten, und werden die Nebenbaulichkeiten im J. 1881 ausgeführt werden,

4) der Bau des Gymnasialgebäudes in Krotoschin (XI) (s. S. 429 Jahrg. 1879), welcher soweit gefördert ist, daſs seine Uebergabe im Frühjahr 1881 vorgesehen werden konnte. Das zugehörige Abortsgebäude, Anschlagskosten 4000 ℳ (à qm 87 ℳ), 9 Abortszellen und Pissoir enthaltend, ist im Ziegelrohbau mit Schieferdach und mit Einrichtungen nach dem Tonnensystem erbaut. Die in der Ausführung befindlichen Umwährungen etc. sind auf 17880 ℳ veranschlagt,

5) sämmtliche Gebäude des Domgymnasiums in Magdeburg (s. S. 460 Jahrg. 1880), welche im Rohbau, das Hauptgebäude und Directorwohnhaus theilweise auch im inneren Ausbau vollendet wurden. Die Uebergabe des Gymnasiums konnte deshalb auf den 1. October 1881 bestimmt werden,

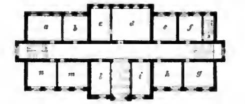
6) das Gymnasium zu Salzwedel (XVI), (s. S. 462 Jahrg. 1880). Dasselbe wurde im Rohbau nahezu vollendet, und steht die Beendigung im Frühjahr 1882 zu erwarten,

7) das Klassengebäude des Gymnasiums in Altona (XIX), (s. S. 461 Jahrg. 1880), welches bis auf geringere Theile des inneren Ausbaues sowie bis auf die Regulirung der Umgebung und der Einfriedigung vollendet wurde,

8) das Kaiser Wilhelms-Gymnasium in Hannover, (s. S. 429/30 Jahrg. 1879). Dasselbe ist nahezu vollendet und sollte im März 1881 in Benutzung genommen werden. Das 1880 begonnene Abortsgebäude, im Backsteinrohbau mit Schieferdach entworfen, wird 19 Pissoirstände und 18 Abortssitze enthalten und ist nach dem Heidelberger Tonnen-Abfuhrsystem eingerichtet. Die Anschlagskosten desselben betragen 13000 ℳ (à qm Baufläche 134 ℳ).

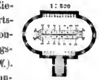
Neu begonnen wurden:

1) das Gymnasium in Elbing (III). Es wird nach beistehender Skizze für 528 Schüler mit 14 Klassen auf einem nach allen Seiten freien Bauplatze erbaut und hat



den Nebenzweck, Unterkunft für die vereinigte Stadt- und Gymnasialbibliothek zu gewähren. Dies ist in der Weise erreicht, daſs die Räume *b*—*d* im Erdgeschoſs mit dem Raume *d* im Kellergeschoſs, welcher von diesem aus nicht zugänglich ist, vereinigt und durch eine innere Zwischentreppe verbunden sind; für ihre Ventilation ist mit besonderer Sorgfalt Vorsorge getroffen. Im Uebrigen enthält das Kellergeschoſs in den Räumen *g*, *h* und *i* eine Castellanswohnung, das Erdgeschoſs neben dem Haupteingang *k* die Handbibliothek in *l* und Sammlungen des Gymnasiums in *i*, auſserdem 6 Klassen. Im I. Stock sind *a*, *n*, *m* Klassenräume, *b* und *c* Physik-, *d* Conferenzzimmer, die übrigen 8 Räume bilden die Directorwohnung. Der II. Stock enthält im mittleren Risalitbau die Aula, über *n*, *m* den Zeichnen- und über *e*, *f* den Gesangsaal, letzterer wird zugleich als Secundaklasse benutzt; ferner befinden sich über *a*, *b*, *g* und *h* 4 Klassen. Die nur zur Directorwohnung gehörige Treppe *s* endigt im I. Stock. Der ungleichmäſsige Baugrund machte die Anordnung eines durchgehenden Betonbanketts erforderlich. Das Gebäude, im Kellergeschoſs, dem Haupteingang und den Corridoren gewölbt, wird als Backsteinrohbau mit farbigen Schichten, unter Verwendung von Formziegeln, die Bedachung aus Cementplatten hergestellt.

Für die Klassenräume ist Warmwasser-, für die Bibliothek-, Sammlungs- und Conferenzzimmer Heiſswasserheizung und für die Aula, sowie für Zwecke der Ventilation Luftheizung, für die Wohnungen Beheizung durch Kachelöfen angenommen. Die 2 Haupttreppen werden in Granit hergestellt. Der Bau soll im Herbste 1881 beendet werden. Anschlagskosten 280000 ℳ (à qm Baufläche 323 ℳ).



Das nach beistehender Skizze im Ziegelrohbau mit Pappdach projectirte Abortsgebäude wird nach dem Heidelberger Tonnen-Abfuhrsystem ausgeführt. Anschlagskosten 9637 ℳ (à qm Baufläche 100 ℳ).

Der zum Etablissement gehörige Brunnen und die Umwährungen, auf 980 ℳ bezw. 22550 ℳ veranschlagt, sind noch nicht in Angriff genommen.

2) das Directorwohnhaus für das Friedrichs-Gymnasium in Frankfurt a/O. (s. Grundriſs auf Bl. 61). Es enthält im Erdgeschoſs: *a* Vor-, *b* Arbeits-, *c* Speisezimmer, *d* Küche, *f*, *g* Speise- und Mädchenkammer und die Closetanbauten, im I. Stock: *a*—*c* Wohnzimmer und über *d*, *e*, *f* und *g* Schlafzimmer. Im Keller sind Wirthschaftsräume, im Dachboden eine Giebelstube angelegt. Das Gebäude ist in gleicher Technik, wie das im Jahrg. 1880 S. 460 beschriebene Klassengebäude, mit Schieferdach, Holztreppen und Ofenheizung projectirt, enthält auſser dem Keller zwei Stockwerke und ist zu 43000 ℳ ($193,_8$ ℳ à qm) veranschlagt. Der Rohbau ist nahezu vollendet, die Fertigstellung des Gebäudes bis zum Jahre 1882 bestimmt zu erwarten.

3) das Gymnasium in Pleſs (XV), für 405 — 450 Schüler bestimmt und von beistehender Grundriſsform; es besteht



Erdgeschoſs

aus einem dreigeschossigen Langbau und an die Mitte der Hinterfront angesetztem Quergebäude von zwei Geschossen; vorhanden sind 9 Klassen, einschlieſslich zweier Reserveklassen. Das nur $0,_5$ m tief in das Terrain einschneidende,

Digitized by Google

$2,_5$ m hohe Kellergeschofs enthält die Luftheizungsanlage, sowie Wirthschaftsräume für den Director und den Pedell. In dem $4,_1$ m i. L. hohen Erdgeschofs bezeichnen *a*—*g* Klassen, *h* Lehrerzimmer, *i* und *k* die Pedellwohnung, letztere mit besonderem Eingang; im I. Stock befindet sich über den Räumen *g*, *h* und *i* die 19 × 10 m grofse Aula, über *e*—*d* der 19 × 6 m grofse Zeichnensaal, über *e* die Physikklasse nebst Cabinet, über *a* die Bibliothek, endlich über *b* und *f* je eine Klasse. Der II. Stock des Langbaues enthält die Directorwohnung (2 drei- und 5 zweifenstrige Wohnräume, Küche, Speise- und Mägdekammer).

Das Gebäude ist in der 2 m hohen Plinthe mit Granit und Sandstein verblendet, darüber ein Backsteinbau mit schlichten Renaissanceformen unter Verwendung von zweifarbigen Verblend- und Formsteinen, mit Schiefer eingedeckt und im Keller sowie den Corridoren des Erdgeschosses und I. Stocks überwölbt. Mit Ausnahme der durch Kachelöfen erwärmten Wohnräume erhält das Gebäude Luftheizung, und wird die Ventilation durch Aspirationsschlote befördert.

Der Bau ist unter Dach gebracht und wird im J. 1881 vollendet werden. Anschlagskosten excl. derjenigen der inneren Einrichtung 194000 ℳ, (bei 969 qm Baufläche à qm 200 ℳ). Werden diese auf rot. 430 Schüler vertheilt, so betragen sie pro Schüler (mit Einschlufs der Directorwohnung) $\frac{194000}{430} = 451$ ℳ.

4) das Gymnasium zu Moabit bei Berlin. Von diesem ist bis jetzt nur das Klassengebäude in der Ausführung begriffen. Dasselbe enthält ein i. L. $2,_{25}$ m hohes Kellergeschofs, ein Erdgeschofs, $4,_8$ m hoch, und zwei Stockwerke von derselben Höhe. Die Aula $19,_{78} \times 13,_{64}$ m grofs, ist $7,_8$ m i. L. hoch. In dem auf Bl. 61 skizzirten Grundrifs bezeichnen im Kellergeschofs *a* Utensilienraum, *b*, *e*, *f* und *h* Heizanlagen, *n*, *m*, Waschküche (die übrigen Räume sind für Brennmaterial bestimmt), im Erdgeschofs *i* bis *n* Schuldienerwohnung und *a* bis *h* 8 Klassen, im I. Stock *a*, *b*, *c*, *d*, *f* und *g* 6 Klassen, *e* Lehrer-, *s* Schülerbibliothek, *h*, *i* Physikklasse und Cabinet, *k* Director-, *l*, *n* und *m* Lehrerzimmer; im II. Stock liegen über *a*, *b*, *c*, *d*, *g* und *h* Klassen, *i*, *k*, *l*, *m*, *n* bilden den Zeichnensaal und *e*—*f* und *r*, *r*, *r* die Aula.

Das Gebäude hat einen $0,_4$ m hohen Granitsockel, ein Sandsteinplinthengesims und ist sonst in einem an Renaissanceformen sich anschliefsenden Backsteinbau ohne Thonkastensteine, jedoch unter Verwendung von zweifarbigen Verblend- und Formsteinen sowie von Terracotten ausgeführt. Das Dach ist in Wellenzink auf Schaalung hergestellt. Der gute Baugrund fand sich in rot. $2,_8$ m Tiefe. Sämmtliche Kellerräume, Corridore und beide Treppenhäuser sind überwölbt. Die Decken über der Aula werden durch Eisenconstructionen gebildet, ebenso die Treppen. Für die einfachen Fenster der Aula kommt die Eisentechnik von Kirchenfenstern in Anwendung. In der Pedellwohnung ist Ofen-, sonst überall Luftheizung. Die Ventilation geschieht mittelst Aspiration durch vier über Dach geführte Schlote.

Das Gebäude ist im Rohbau, theilweise auch in den Wölbungen fertiggestellt und soll bis auf die Ausstattung im J. 1881 vollendet werden. Anschlagskosten 346000 ℳ (à qm 316 ℳ). Zur allgemeinen, auf 1 Schüler bezogenen Vergleichung des Raumbedarfs und der Kosten folgen noch einige Zahlenangaben über den vorstehenden Neubau. Die Baufläche des Klassengebäudes beträgt 1095 qm; hiervon sind reine Nutzfläche (mit Ausschlufs der Grundfläche für Mauern, Corridore und Treppen): im Erdgeschofs 533 qm, im I. Stock 600 qm und im II. Stock 707 qm, zusammen 1840 qm. Demnach entfallen bei 820 Schülern auf jeden derselben $\frac{1840}{820} = 2,_2$ qm Nutzfläche, $\frac{1095}{820} = 1,_3$ qm der Gesammtbaufläche und $\frac{3 \cdot 1095 - 1840}{820} = 1,_8$ qm Fläche für Mauern, Corridore und Treppen. Das Verhältnifs zwischen Nutz- und Baufläche ist $\frac{1840}{3} : 1095 = 0,_{55} : 1,_{0}$. Endlich stellen sich die Baukosten für einen Schüler auf $\frac{346000}{820} = 422$ ℳ.

Von Reparatur- und Erweiterungsbauten sind 5 in der Ausführung begriffen gewesen:

1) der Neubau einer Aula nebst Verbindungsgang zum Gymnasium zu Dt. Crone (XI); dieser wird, entsprechend dem aus alter Zeit stammenden Gymnasialgebäude, als Putzbau mit Renaissanceformen, auf Feldsteinfundamenten mit Ziegelkronendach hergestellt, ist bereits unter Dach gebracht und wird im J. 1881 vollendet werden. Anschlagskosten 18230 ℳ (à qm Baufläche 100 ℳ).

2) der Umbau eines durch Kauf erworbenen Privathauses in Lissa (VI) zur Wohnung für den Gymnasial-Director. Anschlagskosten 9900 ℳ.

3) Im Anschlufs an den vollendeten Erweiterungsbau des Gymnasiums in Ratibor (XV) ist nunmehr auch der geplante Umbau des alten Klassengebäudes in Angriff genommen. Anschlagskosten 40000 ℳ. Aufserdem beträgt von den im Jahrg. 1879 S. 430 noch nicht erwähnten fernerweiten Nebenbaulichkeiten der Kostenanschlag für das Abortsgebäude 10000 ℳ (à qm Baufläche 109 ℳ), und der für die noch unbeendeten Terrainregulirungen und Einfriedigungen 21000 ℳ.

4) der in 1880 begonnene Ausbau der Klassen, Flure und Treppen, der Aula und Bibliothek, sowie die Verbesserung der Heizungs- und Ventilationsanlagen des Gymnasiums in Paderborn (XXVII). Derselbe ist bis auf unwesentliche Theile vollendet. Anschlagskosten für den Ausbau der Aula und Bibliothek 8000 ℳ, der Klassen, Flure, Treppen etc. 12800 ℳ.

5) Zur Ergänzung des vorhandenen Gymnasialgebäudes in Wesel (XXXII), welches die Aula, Bibliothek, Directorwohnung und einige Räume für Klassen umfafst, ist der Bau eines neuen Klassenhauses daselbst in Angriff genommen. Das mit gewölbtem Kellergeschofs versehene Gebäude enthält 3 Geschosse von je $4,_5$ m lichter Höhe und wird von hellrothen Verblendziegeln in den an die Bauweise des Mittelalters sich anschliefsenden Formen und mit an den Giebeln abgewalmtem Schieferdach ausgeführt. Zu den Fenster- und Thüreinfassungen werden Formziegel, zur Plinthe und den Gesimsen sowie Sohlbänken wird Haustein verwendet. Im Kellergeschofs ist aufser Vorrathsräumen die Luftheizungsanlage eingerichtet. Das Erdgeschofs enthält 3 Räume zu einer Pedellwohnung, 2 Klassen- und 1 Lehrerzimmer, der I. Stock 5 Klassen und der II. Stock 3 Klassen sowie 1 Zeichnensaal. In den Stockwerken sind nur die Corri-

Digitized by Google

dore überwölbt. Mit Ausnahme von 3, ihrer Lage wegen mit Ofenheizung versehenen Klassen werden sämmtliche Schulräume durch eine Central-Luftheizung erwärmt.

Der Rohbau ist bereits vollendet, und steht die Uebergabe des Klassenhauses im J. 1881 bestimmt in Aussicht.

VI. Seminarbauten, Pädagogien.

In Ausführung begriffen waren im J. 1880 14 Bauten (gegen 19 im Vorjahre), darunter 13 früher begonnene. Von diesen wurden 9 im Laufe des Jahres vollendet, und war es bei dem Seminar zu Usingen (s. Jahrg. 1879 S. 431) möglich, an den Ausführungskosten 22600 ℳ zu ersparen.

Fortgesetzte Neubauten.

1) Das Hauptgebäude des Schullehrerseminars in Erfurt (s. S. 463 Jahrg. 1880) wird, da es bis auf einen Theil des inneren Ausbaues fertig gestellt ist, bestimmt im J. 1881 übergeben werden.

2) Das Seminar in Hannover (s. S. 463 Jahrg. 1880) ist ebenfalls bereits soweit vorgeschritten, dafs seine Vollendung im J. 1881 gesichert ist.

3) Die Uebergabe des Seminars in Soest mit sämmtlichen Nebenanlagen (s. S. 431 Jahrg. 1879) wird am 1. April 1881 erfolgen. Die s. Z. zu 393361 ℳ angegebenen Gesammtkosten werden, soweit es die in Aufstellung begriffene Schlufsabrechnung übersehen läfst, sich auf 350000 ℳ ermäfsigen. Von den Nebenbaulichkeiten betragen die Anschlagskosten des Abortes für Lehrer 2110 ℳ (à qm 64 ℳ), desgleichen für Knaben und Mädchen 2570 resp. 2050 ℳ (à qm 80 ℳ), endlich der Einfriedigungen 32800 ℳ.

Reparatur-, Um- und Erweiterungsbauten.

1) Im Anschlufs an den im Jahrg. 1879, S. 429 Nr. 7 erwähnten Neubau eines Klassenhauses für die K. Louisenschule in Posen ist eine Umgestaltung des damit verbundenen Lehrerinnen-Seminars vorgenommen. Hierbei ist das alte Vordergebäude zum Seminar sowie zu Director- etc. Wohnungen eingerichtet, Anschlagskosten 17500 ℳ. Das Inventar beider Anstalten ist für 12500 ℳ beschafft und die Bewährung für 10048 ℳ hergestellt; aufserdem wurde ein Nebengebäude umgebaut, in welchem die zugehörige Treppenanlage erst im J. 1881 vollendet werden wird. Anschlagskosten 9649 ℳ.

2) Im Lehrerinnenseminar zu Kempen (XXXII) ist eine durchgreifende Reparatur vorgenommen, welche im Frühjahr 1881 vollendet werden wird. Anschlag 19950 ℳ.

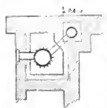
VII. Turnhallen.

Von den im Jahre 1880 in Ausführung begriffen gewesenen 14 Turnhallenbauten waren 10 für Gymnasien und 4 für Seminare bestimmt; von den fortgesetzten Bauten wurden 7 vollendet.

Neu begonnen und vollendet ist in 1880 die Turnhalle des Gymnasiums in Königsberg (I), welche im Rohbau, mit Holzcementdach, innen sichtbaren Dachconstructionen und hoher Seitenbeleuchtung für 27600 ℳ (à qm 118 ℳ) ausgeführt ist.

Von den übrigen in Angriff genommenen 6 Turnhallen sind über 5, welche sämmtlich in Ziegelrohbau, mit Schieferbedachung und einseitiger Beleuchtung erbaut werden, die Angaben der Kosten, Abmessungen etc. in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Laufende Nr.	Ort und Regierungsbezirk	Anschlags-kosten	Gesammte Baufläche	Kosten	Lichte Gröfse der Halle		Höhe	An Nebenräumen sind vorhanden			Bemerkungen.
					lang	breit		Wind-fang	Geräthe-raum	Lehrer-zimmer	
		ℳ	qm	pro qm	m	m	m				
1	Elbing (III)	21700	310	70	22	11	5,7	1	1	1	excl. Geräthe.
2	Krotoschin (XI)	16120	215	80	15,7	9,5	5,7	1	—	—	
3	Rogasen (XI)	17170	272	63	20	11	5,7	1	1	1	Geräthe 2830 ℳ
4	Hamm (XXVIII)	20400	312	65	20	10	5,8	1	1	1	
5	Wesel (XXXII)	22500	280	80	20	10	5,8	1	1	1	



Bemerkenswerth erscheint noch die bei den Turnhallen Nr. 2 und 3 angewendete Ventilationsart. Dieselbe besteht darin, dafs für den Sommer mit den an der gegenüber liegenden Langfront angeordneten Fenstern correspondirend behufs natürlichen Luftwechsels verschliefsbare Jalousieklappen unter der Decke angelegt sind, wogegen für den Winter nach nebenstehender Skizze mit der durch Strahlenöfen erfolgenden Beheizung der Turnhalle eine Entlüftung derselben in der Weise erzielt wird, dafs um das eiserne Rauchrohr sich ein 60 cm im Quadrat weiter, gemauerter Schlot erhebt, welcher die schlechte Luft 20 cm über dem Fufsboden absaugt. Dies bewirkt neben der Wärme des Rauchrohrs ein auf den Schlot aufgesetzter Deflector. Mit der Luftabsaugung steht auch der Hohlraum unter dem Fufsboden der Halle in Verbindung.

Die sechste der bezeichneten Turnhallen ist für das Seminar in Weifsenfels (XVII) bestimmt und nimmt nebst einer zugehörigen Garderobe das Erdgeschofs eines Gebäudes ein, dessen Obergeschofs für den Musiksaal in Aussicht genommen ist. Das mit Sandstein verblendete Gebäude erhält Balkendecken, welche auf Eisenträgern über der Turnhalle ruhen. Anschlagskosten 71776 ℳ (à qm Baufläche 250 ℳ)

VIII. Universitätsbauten.

Von den aus früheren Jahren fortgesetzten Universitätsbauten wurden im J. 1880 beendet:

1) die 5 Hauptgebäude der chirurgischen Klinik in Königsberg, nämlich: das Verwaltungsgebäude und die beiden Krankenpavillons (s. S. 434 Jahrg. 1879), sowie die zwei Isolirbaracken, Anschlagskosten der letzteren 148000 ℳ (à qm Baufläche 329 ℳ), und die Umwährungsmauern an der Nord- und Südwestseite des Grundstücks, Anschlagskosten 12000 ℳ. Von den im Ganzen auf

Digitized by Google

41530 ℳ veranschlagten Nebenbauwerken sind der Entwässerungscanal, die Drahtgitterzäune, Latrine, Asch- und Müllgrube fertiggestellt.

2) die klinischen Universitäts-Institute in Berlin, Ziegelstraſse 5/9 (s. S. 434 und Blatt 61 Jahrg. 1879) in den 1878 begonnenen Baulichkeiten der I. Bauperiode, welche einen Theil des Hauptgebäudes an der Straſse nebst westlichem Anbau, das westliche Seitengebäude, den Mittelpavillon, die beiden Seitenpavillons, das Kesselhaus und die Nebenbauwerke umfassen.

3) das anatomische Institut für die Universität Kiel (XIX), (s. S. 436/37 und Bl. 61 Jahrg. 1879).

4) das zoologische Institut daselbst (S. 437 u. Bl. 61 Jahrg. 1879).

5) die medicinische Klinik für die Universität in Bonn (XXXIII) (S. 489 Jahrg. 1878).

6) von den Nebenbaulichkeiten zu den klinischen Anstalten daselbst: das Pförtnerhaus und die Umfriedigungen, (Jahrg. 1879 S. 438) und

7) das 1877 begonnene Auditoriengebäude der Akademie in Münster, Anschlagskosten 141000 ℳ (à qm Baufläche 277 ℳ).

Unvollendet blieben folgende Universitätsbauten:

1) Von den vorstehend ad 1 aufgeführten Nebenbauwerken werden die noch fehlenden im J. 1881 zu Ende geführt, nämlich die Brunnenanlage, die Leichenhalle und die Planirungsarbeiten.

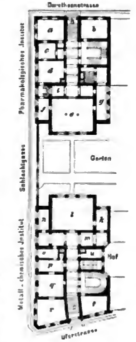
2) die Arbeiten der II. Bauperiode bei den klinischen Universitäts-Instituten zu Berlin Ziegelstr. 5/9 (vorstehend ad 2), welche in Angriff genommen wurden.

3) die noch fehlenden maschinellen Anlagen nebst Kesselhaus zum Oekonomiegebäude der vorstehend ad 6 aufgeführten Nebenbaulichkeiten der Universität zu Bonn, welche im J. 1881 vollendet werden;

4) das chemische Laboratorium der K. Akademie in Münster, dessen Vollendung im I. Quartal 1881 erfolgt, Anschlagskosten 141000 ℳ (à qm 278 ℳ), und

5) das Gebäude des chemischen Laboratoriums für die Universität in Marburg (XXIX) (S. 465 des Jahrg. 1879). Dasselbe ist unter Dach gebracht und die Einwölbung des Kellers beendet. Es ist der Oertlichkeit entsprechend in einfachen gothischen Formen mit ausgebildeten Giebeln im Ziegelrohbau, mit Gesimsen, Fenstereinfassungen und Giebelabdeckungen aus Marburger rothem Sandstein projectirt. Die Unterrichtsräume werden durch Luftheizung erwärmt. Die Ventilation der Abdampfnischen erfolgt nach unten und zwar durch Absaugung; hierbei ist jedoch eine aushilfsweise Abführung nach oben unter Zuhilfenahme von Gas mitvorgesehen. Die Canäle sind, abweichend von gewöhnlichen Schornsteinröhren, Mauerschlitze nebenstehender Form, welche geputzt, asphaltirt, nach vorn durch Schieferplatten mit Asphaltdichtung geschlossen und dann, wie die vollen Wandflächen und mit diesen bündig, überputzt werden. Die innere Einrichtung des Gebäudes ist auf 20000 ℳ veranschlagt. Das 4 m i. L. hohe Erdgeschoſs (s. die Zeichnungen auf Bl. 61) zeigt in *a* Wohnräume des Directors, *b* ist Zimmer für feinere Apparate, *c* Privatlaboratorium des Directors, *d* Arbeitssaal für Fortgeschrittene, *e* Raum für gröſsere Operationen, *f* Verbrennungs-, *g* Waage-, *h* Schwefelwasserstoffzimmer, *i* Arbeitssaal für Anfänger, *k* Reagenzienraum, *l* Entree und *m* Terrasse. In dem $4,_{8}$ m hohen I. Stock sind in *a* Wohnräume des Directors, *b* ist Sammlungsraum, *d* das Vorbereitungszimmer, *e* das kleine Auditorium, *f*, *g* Wohnung für zwei Assistenten, *h* Bibliothek, *i* Garderobe und *c* das $6,_{4}$ m hohe groſse Auditorium. Im Keller bezeichnet *a* im Erdgeschoſs Keller des Directors, *b* Raum für gerichtliche Analyse, *c*, *d* Vorraths- und Maschinenraum, *e* Feuer-Laboratorium, neben *f* und *h* in *d* und *i* Heizkammern, *g* Spectralzimmer, *h* Gaszimmer, *i* nach hinten Reservelaboratorium, nach vorn Verkaufszimmer und Keller des Assistenten, endlich *k* den Abort.

Neu begonnen sind im J. 1880 folgende Universitätsbauten:



1) das pharmakologische Institut der Universität Berlin, Anschlagskosten 491600 ℳ (à qm Baufläche 970 ℳ), auf der neben dem 1877 in Benutzung genommenen physiologischen Institut in der Dorotheenstraſse, an der Ecke der Schlachtgasse belegenen Baustelle. Nach dem hier beistehenden Grundriſs vom Erdgeschoſs soll das Gebäude enthalten: *a* Amtszimmer des Institutsdirigenten, *b* Privatlaboratorium desselben, *c* Wärterzimmer, *d* Bibliothek, *e* und *f* Sammlungen, endlich *g* Vivisectorium. Im I. Stock befinden sich über *a*, *b* und *h* ein zweites Privatlaboratorium des Dirigenten, ein Waagezimmer und ein Arbeitssaal für chemische Arbeiten, über *e*—*g* ein Sammlungsraum, ein Zimmer für gasanalytische Arbeiten, eine Mikroskopir-Galerie und ein Verbrennungszimmer. Im II. Stock ist die Wohnung des Assistenten, ein für 60 Zuhörer bestimmter Receptirsaal, das $7,_{8}$ m hohe Auditorium für 100 Zuhörer nebst Vorbereitungszimmer, und ein Raum für physiologisch-physikalische Arbeiten nebst Toilette. Das Kellergeschoſs enthält die Hausdienerwohnung, Räume für gröbere chemische Arbeiten, Hundeställe und die Heizanlage.

2) das metall-chemische Institut der Universität Berlin, Anschlagskosten 462000 ℳ (à qm Baufläche 883 ℳ), welches neben dem vorgenannten Institut nach vorstehender Grundriſsdisposition an der Schlachtgasse aufgeführt wird. Im Erdgeschoſs soll ein technologisches, im I. und II. Stock ein metall-chemisches Institut untergebracht werden; die Raumvertheilung ist indessen noch nicht definitiv festgesetzt.

Wie beide Institutsgebäude sich in der Architektur lediglich der des bereits vorhandenen physiologischen Institutes anschlieſsen, so sollen sie auch mit diesem gleiche Stockhöhen erhalten, nämlich im Erdgeschoſs $4,_{5}$ m, im I. Stock $4,_{95}$ m und im II. Stock $4,_{3}$ m; das Auditorium daselbst ist $7,_{2}$ m hoch. Die jetzt beendete Fundirung erfolgte auf einem durchschnittlich 9 m tiefen Pfahlroste und

Digitized by Google

einer 2 m starken Betonschicht. Die Vollendung beider Gebäude wird voraussichtlich im Jahre 1882 erfolgen.

3) die geburtshilfliche gynäkologische Klinik der Universität Berlin. Der Bau wird auf einem zwischen der Artillerie-, der Ziegelstraße und der Spree belegenen, $82,_{75}$ ar großen Grundstück nach der auf Bl. 61 gegebenen Grundrißdisposition aufgeführt. Die gesammte Klinik besteht hiernach aus einem rot. 58 m langen, 15 m tiefen Hauptgebäude in der Artilleriestraße, einem 21 m langen, $15,_5$ m tiefen Wohngebäude für den Director der Anstalt, an der Artilleriestraßen- und Spreefront-Ecke, einem 94 m langen, 11 m tiefen Flügelgebäude in der Ziegelstraße und drei Pavillons von je 300 qm Grundfläche in der Mitte des Grundstücks. Die Gesammtkosten sind auf 1440000 *M* veranschlagt, und sind daran betheiligt:

α) das Directorwohnhaus mit 104000 *M* Anschlagskosten (à qm 300 *M*). Es enthält über einem 3 m hohen Kellergeschoß, in welchem sich Küche, Dienerzimmer etc. befinden, ein Erdgeschoß und I. Stock von je $4,_{45}$ m Höhe. Beide Stockwerke enthalten 12 Wohn- und 1 Badezimmer nebst Closet. In den Grundrißzeichnungen bedeuten im Erdgeschoß: *a* Haupteingang, *b* Verbindungsgang, *c* Flur, *d* Warte-, *e* Sprech-, *f* Studirzimmer, *g* Cabinet, *h* Salon mit Balkon, *i* Speisezimmer und *k* Treppe, im I. Stockwerk (siehe den betr. Grundriß vom Hauptgebäude rechts auf Bl. 61) sind *a* Zimmer, *b* Toilette, *c* Schlafzimmer und *d* Bad.

β) das Hauptgebäude mit 254300 *M* Anschlagskosten (à qm Baufläche 274 *M*). Dasselbe ist für die Zwecke der gynäkologischen Klinik bestimmt und enthält ein theilweise gewölbtes Kellergeschoß von $3,_5$ m Höhe, ein Erdgeschoß von $5,_1$ m und 2 Stockwerke von je $4,_8$ m Höhe. Im Erdgeschoß befinden sich die Räume für die gynäkologische Polyklinik mit Auditorium, sowie die Büreaus und Wohnräume für 2 Hebeammen und für den Anstaltsinspector. Die beiden oberen Geschosse umfassen die gynäkologische Klinik mit zusammen 40 Betten und Zubehör, sowie den Operationssaal. Es ist Vorsorge getroffen, daß die Studirenden weder mit den Aerzten noch den klinischen Krankenräumen collidiren; sie gelangen durch die Haupttreppe zum II. Stock und betreten sodann den neben dem Personenaufzug (über Raum 9 des Erdgeschosses) belegenen Operationssaal vermittelst einer besonderen Treppe von oben her. — In dem Grundriß des Erdgeschosses bezeichnen hier die Zahlen: 1 Haupteingang und Treppe, 2 Annahmebüreau, 3 und 4 Zimmer für Hebeammen, 5 Flur, 6 Closet, 7 Inspectorwohnung, 8 Bibliothek-, 9 Mikroskopir- und 10 Untersuchungszimmer, 11 Zimmer des Arztes, 12 Auditorium, 13 Vorraum, 14 Wärterräume, 15 Personenaufzug und 16 Treppe; in dem Grundriß des I. Stocks: 1 Saal für 6 Betten, 2 Saal für 8 Betten, 3 Zimmer für 3 Betten, 4 Einzelnzimmer, 5 Raum für die Wärterin, 6 Closet, 7 Bad, 8 Theeküche und 9 Personenaufzug. Der II. Stock enthält über dem Raum 1 des I. Stocks den Operationssaal, daneben in Raum 9 den Personenaufzug und in 5 die Treppe für den Zugang der Studirenden zum Operationssaal, in 5 Räumen daneben die Wohnung des Assistenzarztes und einen Raum für Instrumente, im Mittelraum 3 das Conferenzzimmer, daneben in 6—8 Closet, Bad und Theeküche, über 10 ein Thurmzimmer, über 2 einen Saal für 8 Betten, daneben in 5 Wärterin- und über den vier mit 4 bezeichneten Räumen bis zur Treppe Einzelzimmer für Kranke.

γ) das Flügelgebäude mit 173000 *M* Anschlagskosten (à qm in dem zweistöckigen Theile 270 *M*, sonst 111 *M*). Es zerfällt seiner Bestimmung wie Gestalt nach in 3 Theile:

a) der Eckbau, dessen Begrenzung im Grundriß des I. Stockwerks ersichtlich ist; derselbe wird wie das correspondirende Directorgebäude als Wohnhaus durchgebildet und enthält im Erdgeschoß 3 Wohnungen für Assistenzärzte und im I. Stock 8 Krankenzimmer der sogen. I. Klasse für zahlende Kranke. Beide Geschosse stehen mit dem Hauptgebäude, das Kellergeschoß, worin Rollkammer, Plättstube und Wäscheräume befindlich, mit dem Wirthschaftshofe in Verbindung. Im Grundriß des Erdgeschosses sind die Räume in folgender Weise vertheilt: *a* sind Corridore, *b* Verbindungsgang, *c* Ventilationsschlot, *d* Wohnungen für Assistenzärzte, *e* Bad, *f* Speiseaufzug, *g* für Küchenvorräthe, *h* Speisekammer, *i* Kochküche, *k* Spülküche, *l* Gang, *m* Zimmer für Wöchnerinnen, *n* für die Wärterin, *o* Waschraum und *p* Entbindungszimmer. Der I. Stock enthält nach den in den betr. Grundriß eingeschriebenen Buchstaben in *a* Zimmer für zahlende Kranke, *b* Zimmer für die Wärterin, *c* Bad, *d* Closet und *e* den Ventilationsschlot.

b) das nur Keller- und Erdgeschoß enthaltende Küchengebäude, welches sich an das vorbeschriebene Eckgebäude anschließt. Die im Keller befindliche Waschküche ist mit einem zum Trocknenboden führenden Wäscheaufzug verbunden.

c) Der dritte Theil des Flügelgebäudes ist behufs Gewinnung eines Trocknenbodens für Wäsche ($40\,m \times 10,_{92}$ m groß) etwas höher als das Küchengebäude geführt. Mit Ausnahme einer am östlichen Giebel angelegten Beerdigungshalle gehören sämmtliche Räume im Erdgeschosse dieses Bautheiles zur geburtshilflichen Klinik.

δ) Zur Erzielung zahlreicher von einander völlig abschließbarer, abwechselnd nutzbarer Abtheilungen, die jedoch in sich ohne Complication möglichst alle Bedürfnisse einer kleinen Krankenanstalt vereinen und gut ventilirt sind, sowie ferner mit Rücksicht darauf, daß Wöchnerinnenzimmer, um Epidemien vorzubeugen, nicht übereinander angeordnet werden dürfen und daß sie bequem und vom Außenverkehr getrennt liegen, sind in der Mitte des Bauterrains 3 Pavillons angelegt. Die Form derselben ist durch das Raumbedürfniß sowie mit Rücksicht auf Seitenbeleuchtung (zumeist von 2 Seiten) und natürliche Lüftung entstanden; der Luftraum für eine Wöchnerin wurde hierbei mit 47—57 cbm festgesetzt, und ergab sich eine Lichthöhe der Krankenräume von $4,_8$ m; der Pavillon *A* hat 2 Abtheilungen nebst Nebenräumen zu je 8 Betten, der Pavillon *B* 2 Abtheilungen zu je 4 Betten und 1 Abtheilung zu 8 Betten erhalten. Pavillon *C* bietet denselben Raum wie *A*, jedoch ist ihm das zweite Entbindungszimmer (das erste liegt im Flügelbau) in einer nach Süden gerichteten Erweiterung angefügt.

Nach den im Grundriß eingeschriebenen Zahlen sind die Räume dieser Pavillons folgendermaaßen vertheilt: 1 ist Vorraum, 2 Wärterinnenzimmer, 3 Bad, 4 Studentenzimmer, 5 Zimmer für Wöchnerinnen, 6 Entbindungszimmer und 7 Waschraum. Außerdem bedeuten die Buchstaben: *G* Verbindungsgänge, *H* vertiefte Höfe, *K* das Kesselhaus, *L* Einfahrten und *M* den Garten des Directors.

Digitized by Google

Die Anschlagskosten betragen
bei Pavillon *A* 38800 *M.* (à qm Baufläche 114 *M.*)
" " *B* 53700 " (" " " 115 ")
" " *C* 62700 " (" " " 133 ")
Das Untergeschofs der Pavillons erhält eine l. Höhe von $3,_3$ m und findet theils zu Lagerräumen, theils zu Wohnräumen für Studirende seine Verwendung.

ε) Die Verbindungsgänge haben wegen der durch dieselben führenden Durchfahrten eine l. Hohe von $2,_8$ m erhalten. Das Erdgeschofs ist $3,_6$ m in L. hoch, die Balkendecke über demselben bildet zugleich das mit Holzcement gedeckte Dach. Anschlagskosten 21700 *M.* (à qm Baufläche 115 *M.*).

ζ) Unter den im Ganzen auf 83000 *M.* veranschlagten allgemeinen Anlagen befinden sich 90 lfd. m Ufermauer, Anschlagskosten 51700 *M.* (à lfd. m 575 *M.*), Einfriedigungsmauern nebst Thoren 11160 *M.*, Terrainregulirung 3163 *M.* (à qm $0,_7$ *M.*), Pflasterung, Kies- und Gartenwege 8000 *M.*, Bürgersteige 5000 *M.* und Gartenanlagen etc. 1905 *M.* Aufserdem sind behufs Heizungs- und Ventilationsanlagen: Kesselhaus, Fuchs und Dampfschornstein zu 20100 *M.*, Kesselanlage und Hauptdampf- sowie Condensationsleitungen zu 35000 *M.*, Dampfwasser- und Dampfheizung zu 87000 *M.* und Ventilation zu 14700 *M.*, ferner Wasserleitung zu 43500 *M.*, Gasleitung zu 7500 *M.*, Wasch- und Kocheinrichtung zu 30000 *M.* veranschlagt; der unter 40000 *M.* betragende Rest der Gesammtanschlagssumme ist zur speciellen Berechnung gestellt. —

Die gynäkologische Klinik enthält 48 Betten, die geburtshilfliche in den 3 Pavillons 58 und in dem Flügelgebäude 10 Betten, die ganze Anstalt demnach zusammen 106 Betten.

Von der am 20. April begonnenen Bauanlage sind sämmtliche Gebäude, die Verbindungsgänge ausgenommen, bereits unter Dach gebracht, auch die Gewölbe sowie die erwähnte Ufermauer theilweise fertiggestellt. Die Vollendung des ganzen Etablissements ist zum 1. Juli 1882 zu erwarten.

Die Fundirungen sind mittelst Senkkasten bezw. auf Brunnen ausgeführt. Das Aeufsere der Gebäude ist im Ziegelrohbau mit Flachbogenformen, nur bei den Hauptfaçaden unter mäfsiger Verwendung von Profilsteinen und Terracotten, im Uebrigen durchaus schlicht projectirt.

Die unter *α*, *β* und *γ* aufgeführten Gebäudetheile sind mit Schiefer, die drei Pavillons und die Verbindungsgänge mit Holzcement eingedeckt. Die Keller in *α*—*γ*, sowie die Corridore im Erdgeschofs von *β* und *γ* und die Haupttreppenräume sind überwölbt, die grofse Haupttreppe wird aus Granit auf eisernen Wangen, der Corridorfufsboden aus sogen. venezianischem Granit, der Fufsboden in den Küchen, Bädern, Closets und ähnlichen Räumen aus Asphalt hergestellt; die Wohn- und klinischen Räume erhalten Doppel-, alle anderen Räume einfache Fenster.

Die Waschküheneinrichtung erfolgt nach dem Schimmel'schen System; die Dampfmaschine derselben (5 Pferdekräfte) wird 1 doppeltwirkende Waschmaschine, 1 Spülmaschine und 1 Centrifuge, die Rolle und den Wäscheaufzug treiben. Für den Küchenbetrieb ist zur Vermeidung von Rauchbelästigung Dampf gewählt. Die Thee- und Spülküchen erhalten Gaskochapparate, endlich die Pavillons besondere sogen. Badeöfen zur Warmwasserbereitung, im Uebrigen geschieht letztere in 4 schmiedeeisernen im Dachboden aufgestellten und mit Dampf heizbaren Reservoirs.

Der Rauch aus sämmtlichen Dampfkesseln wird innerhalb des Thurmes durch ein $1,_{25}$ m weites eisernes Rohr abgeführt, nachdem er zuvor einen Rauchverbrennungsapparat passirt hat. Der dieses Rohr umgebende Schlot saugt den Qualm aus der Trocknenanstalt, der Wasch- und Kochküche ab.

Das Directorwohngebäude wird mit Ofenheizung versehen; die Wohn- und Krankenzimmer der Klinik erhalten Dampfwasserheizung, die Corridore, Bäder, Closets etc. dagegen directe Dampfheizung. Die Zuführung frischer Luft im Hauptgebäude geschieht durch eine im Keller belegene Vorwärmekammer, in den Pavillons und dem Flügelgebäude durch horizontale unter dem Fufsboden liegende Luftcanäle von aufsen; ihre Vorwärmung erfolgt innerhalb der in den Krankenräumen aufgestellten Heizapparate. Für die Absaugung der schlechten Luft, welche in der gynäkologischen Klinik die Schlote in den Thürmen verrichten, wird in den Pavillons die Gaseinrichtung mit verwendet.

4) das Isolirhaus der klinischen Anstalten bei der Universität zu Bonn, Anschlagskosten 35500 *M.* (à qm Baufläche 132 *M.*). Inventar, Gas- und Wasserleitung sind besonders zu 12500 *M.* veranschlagt. Der einstöckige Bau ist mit Ausnahme der Anstreicherarbeiten und einiger Fufsböden vollendet und wurde hinter der medicinischen Klinik an der Nordgrenze des klinischen Terrains errichtet; er enthält in 2 gleichen symmetrischen Abtheilungen 1 Saal für 8 Kranke, 2 Isolirzimmer für je 1 Kranken, 1 Wärterzimmer, Bad, Theeküche und Closet. Das Gebäude schliefst sich in seinem Aeufseren den daneben belegenen klinischen Neubauten an und wird demgemäfs im Ziegelrohbau, bei Verwendung von Haustein für Sockel und Fensterbänke, aufgeführt. Es ruht auf einem überwölbten, 1 m hohen luftumspülten Unterbau. Die Säle, welche Holzcementdächer mit Firstventilation erhielten, sind $5,_5$ m, die übrigen mit Zinkdach abgeschlossenen Räume $4,_0$ m in Lichten hoch. Die Erwärmung erfolgt durch Meidinger'sche Ventilationsöfen, welche die frische Luft unter den Gewölben schöpfen. Für die Abführung der schlechten Luft sind in den Wänden Röhren ausgespart, welche beziehentlich durch eiserne Rauchröhren oder Bunsen'sche Flammen erwärmt werden. Die natürliche Ventilation im Sommer erfolgt durch verschliefsbare Oeffnungen in den Fensterbrüstungen.

5) die chirurgische Klinik der Universität in Bonn, zwischen der gynäkologischen und medicinischen Klinik an der Theaterstrafse und Rheinwerft gelegen. Die Bauanlage besteht aus drei massiven, Kellergeschofs, 2 Stockwerke und Dachgeschofs enthaltenden Gebäuden und einer Baracke aus Fachwerk, welche unter sich in Höhe des Erdgeschofsfufsbodens durch eine geschlossene Halle verbunden sind. Die Gesammt-Anschlagssumme beträgt 672000 *M.* incl. 53000 *M.* für Inventar und 93000 *M.* für Centralheizung. Dem Pförtnerhause für das gesammte klinische Terrain zunächst ist das Operationshaus disponirt, welches in dem $5,_8$ m hohen Erdgeschofs (s. die Grundrisse auf Bl. 61) den nach Norden belegenen Operationssaal *a* enthält, welcher auch durch den l. Stock reicht und bei 10 m Höhe durch Ober- und hohes Seitenlicht erleuchtet wird, ferner das Auditorium *b*, Portier *c*, das Wartezimmer *d*, die

Digitized by Google

Poliklinik *e*, ein Auskleidezimmer *f* und den Sammlungsraum *g*. Im I. Stock von $5,_3$ m lichter Höhe befinden sich die Wohnung eines Assistenten, die Director- und Prüfungszimmer, sowie Sammlungssäle. Das Kellergeschofs enthält aufser Vorrathsräumen und Heizanlagen noch die Closets für Studirende.

Hinter dem Operationshause liegen die beiden Krankenhäuser, das eine neben dem anderen und mit diesem von gleicher Geschofshöhe. Ihre Krankenräume sind nach der Südseite orientirt; zur Verbindung der einzelnen Stockwerke dienen neben den geräumigen Treppen hydraulische Aufzüge für Personen und für Speisen. In den beiden Grundrissen auf Bl. 61 bedeuten im Erdgeschofs: *a* Säle für 6 resp. 10 Kranke, *b* Wärter-, *c* Einzelzimmer, *d* Arzt, *e* Bad, *f* Leinenzeug und *g* Aufzug. Der I. Stock ist, mit Ausnahme der nicht für den Arzt sondern für Kranke benutzten Zimmer über *d*, ebenso verwendet wie das Erdgeschofs.

Die genannten drei Gebäude werden im Anschlufs an die bereits vorhandenen klinischen Neubauten im Rohbau unter Verwendung von Sandstein für die Fensterbänke, Basaltlava für die Sockel und Freitreppen und von Trachy (für die inneren Treppen ausgeführt und mit Zinkblech eingedeckt.

Die Erwärmung erfolgt durch eine Dampfluftheizung. Während hierbei die Heizkörper für die Corridore in diesen aufgestellt werden, sollen diejenigen der einzelnen Räume im Keller liegen. Die daselbst erwärmte Luft steigt durch Canäle, welche in den Mauern ausgespart sind, nach den Zimmern auf. Der erforderliche Dampf wird im Kesselhause des Oekonomiegebäudes erzeugt. Aufser dieser Heizanlage ist für die Krankenräume zugleich eine Heizung durch Meidinger'sche Füllöfen vorgesehen.

Die Ventilation geschieht durch Pulsion, und wird zu diesem Zwecke im Keller jedes Krankenhauses ein Ventilator aufgestellt, welchen eine Gaskraftmaschine treibt. Zur Abführung der Zimmerluft sind Canäle in den Wänden ausgespart, welche über Dach ausmünden. Zur Decken- resp. Fufsbodenspülung dienen Canäle, welche von den Fensterbrüstungen der Zimmer aus unter den Corridorfufsböden hin ins Freie führen. Die Räume der oberen Stockwerke erhalten aufserdem noch Firstventilation.

Für den Operationssaal ist, abweichend von den anderen Räumen, eine besondere mit Ventilation verbundene Luftheizung vorgesehen, für deren Zwecke bei *hh* am Corridor 2 grofse Canäle ausgespart werden.

Die auf einem von der Luft unterspülten, gewölbten, $1,_5$ m hohen Unterbau in Fachwerk, mit innerer Verschaalung der $4,_6$ m hohen Frontwände und Holzcementdach projectirte Baracke, mit einer 3 m breiten Glashalle an der Südfront, welche für Reconvalescenten reichlich Raum gewährt, enthält neben den Einzelzimmern *b*, dem Raume für Wärter und Leinenzeug *c* und dem Bade *d*, einen grofsen Saal *a* für 24 Betten, welcher mit schräger Holzdecke und mit Firstventilation versehen ist. In die einfachen Fenster sind Ventilationsflügel eingesetzt. Vier Schlote führen die verdorbene Luft ab. Zur Beheizung und Ventilation, welche derjenigen entspricht, die in den anderen schon erwähnten drei Gebäuden ausgeführt wird, ist in einem besonders unterkellerten Theile der Baracke ein Ventilator mit Gaskraftmaschine aufgestellt. Die Zuführung frischer Luft geschieht unter Vorwärmung derselben durch die im Saale aufgestellten Dampföfen. Der Kostenantheil, welcher unter Ausschlufs des Inventars und der Centralheizung auf die Baracke entfällt, ergiebt pro qm Baufläche derselben 84 ℳ.

Für sämmtliche vier Gebäude ist eine Leitung für kaltes und warmes Wasser in Aussicht genommen, ebenso eine Gasbeleuchtung.

Die Verbindungshalle wird auf überwölbtem Unterbau $4,_{25}$ m hoch und $2,_5$ m breit in Fachwerk ausgeführt.

Die Erdarbeiten zu den Institutsgebäuden wurden im September begonnen; hierbei ergab sich, dafs die beiden vorderen Gebäude zur Hälfte in einen früheren Wallgraben treffen und deshalb die Fundamente ca. 9 m unter Terrain hinabgeführt werden mufsten; für diesen Theil ist Pfeilerfundirung angewendet, welche für das südliche (rechtsseitige) Krankenhaus zum gröfsten Theile beendet wurde. Im Uebrigen werden die Gebäude in gleicher Weise wie die medicinische Klinik auf verbreiterten Banketts, ca. 2 m unter der Kellersohle tief fundirt.

VIII. Gebäude für wissenschaftliche und künstlerische Institute resp. Sammlungen.

1. Das i. J. 1878 in Angriff genommene Gebäude für ein Herbarium und botanisches Museum in Berlin (s. Jahrg. 1879 S. 441) ist vollendet und am 19. August übergeben worden. Von den incl. Inventar 422000 ℳ betragenden Gesammtanschlagskosten war es möglich, 70000 ℳ zu ersparen.

2. Bei dem Umbau des K. Zeughauses zu Berlin in eine Deutsche Ruhmeshalle sind im Laufe des Jahres 1880 sämmtliche Bauarbeiten beendet, ebenso die decorativen Malereien bis auf die Kuppel fertiggestellt. Zum Theil noch nicht vollendet sind eine Anzahl von Bronzegufs-Arbeiten, nämlich eine grofse reich ausgebildete Flügelthür am Eingang zum Kuppelraume von der Haupttreppe, ferner 32 Bronzereliefs auf den Thüren in dem Stuck-Marmorpaneel der Oberlicht-Halle und verschiedene Beleuchtungsgegenstände. Was die künstlerische Ausstattung betrifft, so ist die allegorische Malerei im Kuppelraume wesentlich gefördert und die Statue der Victoria daselbst wie die 7 Statuen der Herrscher in der Ausführung begriffen; endlich sind im Erdgeschofs der Eintrittshalle 4 decorative Malereien, das Artillerie- und Ingenieurwesen darstellend, vollendet.

Bemerkenswerth ist noch, dafs die Heizanlage im Gebäude insofern erweitert worden, als im Dachboden Rohrstränge und Heizkammern mit Ausströmungsöffnungen nach dem Hofe hin angelegt sind, um die oberen Luftschichten unter dem Glasdache event. erwärmen und ein schnelleres Aufthauen von Schneemassen herbeiführen zu können.

Aufserdem sind innerhalb der Umfassungsmauern der Nebentreppen grofse Zinkrohre eingebracht, welche über Dach ausmünden, unten mit einer Heizschlange versehen und mit dem Entwässerungscanale verbunden sind. In diesen Rohren soll der Schnee vom Dache aus hinabgeworfen und unten aufgethaut werden.

(Fortsetzung folgt.)

Halle a. S., Buchdruckerei des Waisenhauses.

Digitized by Google

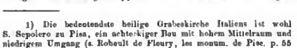
Original-Beiträge.

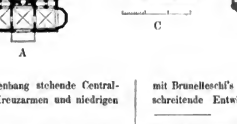
Central- und Kuppelkirchen der Renaissance in Ober- und Mittel-Italien.

(Schlufs. Mit Zeichnungen auf Blatt 50, 51, 62 und 63 im Atlas.)

Die in den Jahrgängen 1877—81 dieser Zeitschrift enthaltenen Aufnahmen von Centralkirchenbauten Italiens, die leider nicht in geordneter Reihenfolge gegeben werden konnten, sollen Ergänzung und Abschlufs erhalten durch die auf Blatt 62 und 63 dargestellten Monumente, welche in Verbindung mit den früher mitgetheilten die Entwickelung des italienischen Centralbaues vom XV. bis XVIII. Jahrhundert erkennen lassen.

Während des Mittelalters war in Italien die Anwendung des Centralbaues fast ganz auf Baptisterien und heilige Grabeskirchen[1]) beschränkt geblieben; nur sehr selten kam dieselbe bei Gemeindekirchen[2]) vor. Für diese blieb die Basilikenform herrschend, auf welche schon in altchristlicher Zeit die Kuppel übertragen war. Während bei mittelalterlichen Bauten der nördlichen Länder die Kuppel nur die Breite des Mittelschiffs erhielt,[3]) suchte man in Italien dem Kuppelbau im Grundrifs der Basilica eine Erweiterung zu geben. Schon bei dem 1063 begonnenen **Dom zu Pisa** ist die Kuppel in Breite von drei Schiffen angelegt. Einen polygonen Mittelraum, noch in unvollkommener Verbindung mit den Schiffen, zeigt zuerst (um 1250) der **Dom zu Siena**. Eine grofsartige, das Langhaus sehr überwiegende, mit diesem aber nur in losem Zusammenhang stehende Centralanlage — achtseitige Kuppel mit Kreuzarmen und niedrigen Capellen — tritt zuerst beim **Dom zu Florenz** (1294)[1]) auf. Eine durchaus einheitliche Gesammtanlage und vollkommene Verbindung einer achtseitigen Kuppel mit kreuzförmiger dreischiffiger Basilica zeigt der nicht vollständig zur Ausführung gekommene schöne Plan des **Doms S. Petronio zu Bologna** (1390). Die Kuppel, in Breite der drei Schiffe projectirt, erscheint dem übrigen Bau untergeordnet[2]) und weniger selbstständig als die des florentiner Doms. Nach dem Vorbild wohl von S. Petronio ward 100 Jahre später (1490) der in der Anlage sehr ähnliche **Dom zu Pavia** begonnen. Grofse achtseitige, in Breite dreier Schiffe angelegte Kuppeln zeigen die in beistehenden Figuren[3]) A und B dargestellten Projecte des **Vincenzio Seregno** für **S. Vittore zu Mailand**, von denen namentlich der central angelegte Bau im Plan Fig. A grofse Verwandtschaft mit dem S. Petronio's zu Bologna zeigt. Leider kamen diese schönen, wohl auf Studien altchristlicher Bauwerke beruhenden Projecte nicht zur Ausführung; die Kirche ward nach Gal. Alessi's Plan (Fig. C), der denen des Seregno vorgezogen wurde, erbaut (1560).





A C B

Mit Beginn der Renaissance erhielt der Centralbau eine ausgedehnte Anwendung für Capellen, Sacristeien, Votiv- und Cultuskirchen; mit Brunelleschi's Werken[4]) begann eine neue, rasch fortschreitende Entwickelung desselben; seine Cap. dei Pazzi

1) Die bedeutendste heilige Grabeskirche Italiens ist wohl S. Sepolcro zu Pisa, ein achteckiger Bau mit hohem Mittelraum und niedrigem Umgang (s. Rohault de Fleury, les monum. de Pise. p. 55 pl. XVII.)

2) S. Marco zu Venedig, eine Reihe kleiner Kirchen in Unter-Italien, la Cattolica zu Stilo, S. Sofia zu Benevent u. A., die 1297 bis 1325 erbaute achteckige Kirche S. Ercolano zu Perugia (s. Bl. 62 Fig 1 und 2), deren Äusseres ziemlich wohl erhalten ist, während das Innere durch einen Umbau ganz entstellt ist. (Den ehemaligen Zustand des Äussern sieht man auf einem in der früheren Capelle des Pal. pubblico zu Perugia befindlichen Fresco des Buonfigli.)

3) Eine Ausnahme macht die Cathedrale zu Ely in England, ein romanischer Bau, der in gothischer Zeit einen polygonen Mittelraum (von etwa 70 engl. Fufs Durchmesser) mit einem in Holz hergestellten Fächergewölbe erhielt. S. Winkles architect. and pitt. illustr. of the cathedr. churches of England. 1838 II. p. 41. J. 109. 71. 74. 76.

1) 1294 (oder 1298?) ward der Bau nach Arnolfo di Cambio's Plan begonnen; (über Arnolfo's Plan und Änderungen desselben durch Fr. Talenti s. die neuen Mittheilungen von Camillo Boito, archit. del medio evo in Ital. Mil. 1880.)

2) Burck Cic. p. 147 giebt an, dass die Kuppel durch 4 Thürme flankirt werden sollte; ein Modell der Kirche, (s. Lübke, „mittelalterl. Kunstwerke in Italien," in den „Mittheil. der k. k. Central-Commission") zeigt an den Enden der Querschiffe je zwei Thürme

3) Skizzirt nach Zeichnungen der jetzt im Archivio communale zu Mailand befindlichen (nach dem frühern Besitzer Vallardi benannten) Sammlung von Handzeichnungen alter Meister.

4) Die Kirche S. M. degli Angeli zu Florenz 1434 (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 1), an der jetzigen via degli Alfani und via del Castellaccio

Digitized by Google

(1420) und Sacr. von S. Lorenzo[1]) (1428), (s. Grundr. Jahrg. 1877 Bl. 42 Fig. 15 u. 16) zu Florenz wurden Vorbilder für zahlreiche Kirchen. Die 1462—68 erbaute

Cap. di S. Pietro Martire zu S. Eustorgio,

(s. Grundrisse Jahrg. XXXI. Bl. 11 Fig. 1 und 2, Durchschn. Fig. 3 Ansicht Bl. 62 Fig. 3.)

der früheste Centralbau der Renaissance in Mailand,[2]) für ein Werk des Michelozzo (1396—1479) gehalten,[3]) ist der Anlage nach den beiden genannten Bauten Brunelleschi's sehr verwandt.

Das Aeufsere, (Bl. 62 Fig. 3) ein Ziegelbau, (nur die Architektur zweier Fenster ist von Marmor) mit Eckpfeilern versehen, die ähnlich denen des Domes zu Como und der Certosa di Pavia mit kleinen Baldachinen abschliefsen, zeigt in den Gesimsen und der Pilasterarchitektur am Tambour des Hauptbaues zierliche Renaissancedetails; zwei in der Nord- und Südwand der Capelle angelegte Fenster haben noch mittelalterliche Formen.

Das Architektursystem des Innern weicht von dem der genannten Florentiner Capellen nur durch Anordnung eines Tambours ab. Die Kuppel ist mit Rippen versehen und in einzelne über halbkreisförmige Schildbogen aufsetzende Kappen zerlegt. Die Detailarchitektur zeigt noch etwas unsichere Renaissanceformen, mittelalterliche Elemente noch nicht völlig ausgeschieden. Die Fig. 12, 13 und 14 Bl. 51 geben die Profile und Ornamente der Gesimse des Innern; dem Gebälk fehlt die Hängeplatte (s. Fig. 14), das Hauptglied des Kuppelgesimses bildet (wie bei der Kuppel der Vorhalle der Cap. dei Pazzi) ein Blattwulst. Reiches Ornament bedeckt die Architekturtheile. Die Füllungen der Pfeiler und der Archivolten sind mit Fruchtbündeln (ähnlich denen des Portals des Pal. Portinari), der Fries des aus terracotta hergestellten Gebälks mit dicht gereihten Seraphimköpfen (ein bei den Robbia'schen Altarwerken und den Brunelleschi'schen Bauten häufiges Decorationsmotiv) versehen. Unter dem Gebälk sind wie in der Cap. dei Pazzi flache Consolen von der Form des korinthischen Pilasterkapitells angeordnet.

Den anmuthigsten Schmuck des Innern bildet am Kuppeltambour ein Reigen Fruchtbündel tragender Putten, Figuren von anmuthigster Naivetät, in Stellung und Bewegung die mannigfachsten Motive zeigend.[4]) Die Figuren sind aus terracotta in Flachrelief hergestellt und bemalt,[5]) Gewandsäume und Haarschmuck vergoldet. Eine in ganz flachem Relief ausgeführte Bogenstellung mit Brustwehr bildet einen architektonischen Hintergrund der Figuren.

An den Gewölben und Wandflächen zeigt die Capelle eine reiche Decoration, die sehr wohl und so vollständig wie kaum an einem andern Bauwerk jener Zeit erhalten ist.[1]) — Das architektonische Gerüst ist hell steinfarbig; die Bogensteine sind in mittelalterlicher Weise, wechselnd hell und dunkel, gefärbt; das Ornament der Pfeiler und Archivolten ist hell vom grünlichen Grund abgehoben. Die Rippen und die Flächen der Kuppel sind bemalt mit schuppenförmigen, in drei Zonen verschieden gefärbten Blättern. Die Wandflächen der Capelle bedecken Fresken,[2]) die Verkündigung, die Himmelfahrt Mariae und Begebenheiten aus dem Leben des S. Pietro Martire darstellend, zum gröfsern Theil wohl Werke des Vincenzo Civerchio (ca. 1470—1540).[3]) Auf den Pendentifs der Kuppel sind in Medaillons vier Heilige gemalt; unter denselben befindet sich je eine in Flachrelief hergestellte bemalte Engelfigur, die das Wappen der Portinari hält.

Die Fresken waren mit Ausnahme derjenigen der Pendentifs im 17. Jahrhundert vollständig übertüncht worden; im Jahre 1870 wurden dieselben wieder aufgefunden und in den nächsten Jahren freigelegt, die ganze Capelle sodann durch den Architekten Giov. Brocca von Mailand restaurirt. Unterhalb des Gebälks ward bei der Restauration eine einfache Feldertheilung angebracht. Die Ausschmückung des Altarraumes ist modern.

Ein an der Nordwand der Capelle angebrachtes Bild, welches den Stifter des Bauwerks, Portinari, vor dem Heiligen Pietro Martire darstellt, giebt in folgender Inschrift die Bauzeit der Capelle an:

Picelius Portinarius nobilis florentinus hujus sacelli a fundamentis erector anno Domini 1462.

Im Hauptraum der Capelle ist das an Statuen und Reliefs reiche mittelalterliche Monument[4]) des S. Pietro Martire, ein Werk des G. Balducci (1438), aufgestellt, welches sich früher in der Kirche S. Eustorgio befand.

L. B. Alberti (1405—72) schlofs sich bei mehreren seiner Kuppelbauten direct römischen Vorbildern, vorzugsweise dem Pantheon, an. Der Chorbau der Annunziata zu Florenz (1451—76) (Bl. 63 Fig. 2), eine Rotunde mit sphärischer Kuppel über starker, mit halbrunden Nischen versehener Umfassungsmauer, jetzt durch barocke Architektur entstellt, dürfte auch in der ursprünglichen Anlage nicht von günstiger Wirkung gewesen sein. Schon während der Ausführung fand der Plan heftige Gegner.[5])

Der Kuppelbau, den Alberti der Kirche S. Francesco zu Rimini als Chorbau (?) anschliefsen wollte,[6]) scheint nach der Darstellung auf der 1450 gestifteten Medaille des Sigismund Malatesta (s. Abbildung derselben bei d'Agincourt Denkm. Taf. LI. Fig. 12) in seinen Hauptverhältnissen dem Pantheon nachgebildet.

gelegen, ist unvollendet geblieben; die Capellen allein sind zur Ausführung gekommen. Der Aufbau des Ganzen ist nur nach der kleinen, ungenügenden Abbildung bei d'Agincourt (Taf. I.) bekannt, die angeblich nach einer Zeichnung Brunelleschi's (welche noch im Besitz der Familie Pucci sein soll?) gefertigt ist.

1) S. Aufnahmen in: Gnauth und v. Förster, Bauw. der Renaiss. in Toscana.

2) wie auch in der Umgegend. Die kleine Chiesa di Villa zu Castiglione ist ein antiker, mit Formen sehr früher Renaissance bekleideter Bau.

3) Es spricht für diese Annahme die Ähnlichkeit mancher Architekturdetails der Capelle mit denen des jetzt im Museo archeologico der Brera aufgestellten Portals des Pal. Portinari, der nach Vasari's Angabe (vita di Michelozzo) von Michelozzo ausgebaut ward.

4) Der Meister dieser Bildwerke ist unbekannt.

5) Die Technik farbiger Glasuren, die zu jener Zeit die Robbia'sche Schule in Toscana übte, scheint in der Lombardei nicht bekannt gewesen zu sein.

1) Ohne Zweifel waren wohl Cap. dei Pazzi, die Sacristei von S. Lorenzo zu Florenz, Sacr. S. Satiro zu Mailand ähnlich reich ausgestattet.

3) Von grofser Schönheit ist die auf diesen Fresken dargestellte Architektur der Häuser, Hallen und Terrassen (auf dem Fresco der Ostwand); ein Haus mit Freitreppe (auf dem Fresco der Nordwand), an die noch erhaltenen mittelalterlichen Häuser Viterbo's erinnernd.

3) Oder des Vincenzo Foppo il vecchio?

4) Abbildung bei Agincourt Sc. tab. 34.

5) S. Breghirolli Baugesch. der Tribuna der Annunziata zu Florenz in: Janitschek und Woltmann Repertorium für Kunstwissensch. II. 59; Vasari in der vita di Alberti.

6) Anfänge des Kuppelbaues sind an der Kirche nicht zu erkennen.

Digitized by Google

In **Mantua**, wohin Alberti im Jahre 1459 ging, fertigte er Zeichnungen zu mehreren Kirchen, die erst nach seinem Tode zur Ausführung kamen; so die grofsartig und einheitlich entworfene Kirche **S. Andrea**, deren Bau 1472 begann. Die Anlage derselben ist aus den Darstellungen bei d'Agincourt (Denkm. Taf. LII. Fig. 1 — 8) bekannt. Das Innere (mit Ausnahme des Gewölbes über der Vierung [1]) aber wohl einschliefslich der Tonnengewölbe) und die Façade, in ihrer Disposition wie in den meisten Architekturdetails, dürften nach Zeichnungen Alberti's ausgeführt sein. Der Grundrifs der Kirche **S. Sebastiano zu Mantua** (s. Bl. 63 Fig. 3), für die Alberti 1460 Pläne gezeichnet haben soll, bildet ein Quadrat mit vier kurzen Flügeln (die kleinen Nischen a b c Fig. 3 derselben sind späte Zusätze) und mit einer Vorhalle, der sich seitlich eine doppelarmige Freitreppe anlegt. Der Bau ist unvollendet, der Vierungsraum mit einer jetzt theils zerstörten, in Form eines Kreuzgewölbes von Holz hergestellten Decke, die Kreuzarme mit Tonnengewölben versehen. Die wenigen Architekturtheile, die zur Ausführung gekommen sind, besonders die der Vorhalle und der Thür, zeigen Formen, die denen von S. Andrea verwandt sind.

Die kleine, wohl mehrfach restaurirte **Capp. dell' Incoronata** am Dom zu Mantua, deren Grundriss Bl. 63 Fig. 4 zeigt, soll nach Plänen Alberti's ausgeführt sein.

Zahlreiche Kirchenbauten Ober- und Mittelitaliens werden nach unbegründeter Tradition von Schriftstellern [2]) später Zeit dem Bramante zugeschrieben; nur wenige sind als seine Werke sicher festgestellt, manche haben die Unmöglichkeit gegen sich. [3]) Ueber die erste Periode seines Lebens vor dem Aufenthalt in Rom (1499 — 1514) herrscht noch fast vollständiges Dunkel. Vasari giebt über Bramante's Thätigkeit nur sehr oberflächliche Nachrichten; Pagave's und Pungileoni's Angaben sind nur zum Theil begründet, folgen vielfach unbestimmten Ueberlieferungen.

Die (nach Pungileoni's [4]) Angabe) für ein Jugendwerk des Meisters geltende kleine Kirche **Mad. del riscatto** am Metaurus, dicht am Thor des Städtchens **Urbania**, (des angeblichen Geburtsortes Bramante's) gelegen, ist ein sehr bescheidener Bau, (s. den Grundr. Bl. 63 Fig. 5), fast ganz ohne Kunstformen.

Sehr zweifelhaft erscheint Bramante's Antheil an mehreren Kirchen in **Faenza** und Umgegend, wo er dem Pagave [5]) zufolge vor seinem Mailänder Aufenthalt gewirkt

---

1) Unter dem einfachen beckenförmigen Gewölbe (bacile semplice), welches die Kirche erhalten sollte, ist wohl das Gewölbe der Vierung, eine Kugelcalotte, nicht das der Kreuzarme zu verstehen. Die jetzige hohe Kuppel ward erst 1732 aufgeführt; die Decoration des Innern soll 1799 (?) hergestellt sein.

2) **Pungileoni.** Memoria intorno alla vita ed alle opere di D. Bramante. Roma, 1836.

De Pagave Venanzio, Secretair der Regierung zu Mailand (1721 — 1813), sammelte Zeichnungen und Notizen über lombardische Künstler, vorzugsweise über Bramante. Einen Theil eines Bramante betreffenden Manuscripts Pagave's enthält die Schrift:

I capi d'arte di Bramante da Urbino nel Milanese, memorie storico-artistiche, raccolte per cura del Dott. C. C. Milano 1870.

3) So u. a. die kleine Kirche Mad. Di Olcà bei Parabiago unfern Mailand (s. den Grundrifs Jahrg. XXVII. Bl. 41 Fig. 6.), (s. Dott. C. C. p. 81.)

4) S. Pungileoni p. 14. 15. Das Wappen, welches Pung. erwähnt, ist nicht mehr erhalten; die unschöne Thürarchitektur ist modern.

Burckhardt (ital. Renaiss. II. Aufl. p. 103) giebt für diesen Bau die Jahreszahl 1474 an statt 1464.

5) Pagave (Dott. C. C. p. 16).

haben soll. Pagave nimmt an, dafs Bramante 1476, [1]) also etwa 32 Jahre alt, nach Mailand kam, wo einige Jahre später unter Lodovico il Moro eine grofse Bauthätigkeit begann. Die Renaissance hatte hier kaum Eingang gefunden; [2]) 1468 war Michelozzo's Cap. di S. Pietro, etwas früher (1458?) der Ausbau des Pal. Portinari fertig geworden. Unter dem Einflufs des Dombaues hielt sich in Mailand die mittelalterliche Bauweise bis gegen 1500. [3]) Kurz vor Bramante's Ankunft in Mailand begann der Bau der für die lombardische Architektur einflufsreichen Façade der Certosa di Pavia. Bei vielen Bauten Oberitaliens wird Bramante's Name genannt; sichere Nachweise besitzen wir nur bei wenigen. Dafs er indefs ziemlich früh eine grofse Bauthätigkeit übte und Ruhm erworben hatte, beweiset der Umstand, dafs er im Jahre 1488 vom Bischof von Pavia zugleich mit Dolcebuono nach Pavia berufen wurde [4]), um Modell und Zeichnung für den Dombau anzufertigen.

Als das (auch ohne das Zeugnifs des Cesariano) [5]) am meisten gesicherte Werk Bramante's in Mailand ist die **Sacristei von S. Satiro** (Bl. 50 Fig. 3, 4 und 5) anzusehen. [6]) Sein Antheil an dem 1476 begonnenen Umbau der Kirche (Bl. 50 Fig. 1 und 2) ist ungewifs. Unbestritten wird ihm die **Halle der Canonica** bei S. Ambrogio (1492) zuerkannt. [7])

Fast allgemein, doch ohne sicheres Zeugnifs [8]) gilt Bramante als Erbauer des Chors von S. M. **delle Grazie** (Bl. 51 Fig. 1, 2, 3). Der Bau der unschönen gothischen Kirche war 1465 begonnen und noch nicht zu Ende geführt, als 1492 Lodovico einen Neubau beschlofs und den Chor niederlegen liefs. [9]) Aufser Bramante sollen andere Künstler von Ruf für den Neubau zu Rathe gezogen worden sein. Der Entwurf des Ganzen, die im Grundrifs und Aufbau grofsartige Anlage ist wohl als Werk des Bramante anzusehen; an der Ausführung waren offenbar mehrere Baumeister betheiligt; [10]) die Architektur der oberen Theile des Aeufseren ist von weit geringerm Werth, als die der unteren.

Von Bauwerken der Umgegend Mailands, die nach Bramante's Entwurf oder unter seinem Einflufs entstanden, sei hier ein bisher noch wenig bekanntes [11]) erwähnt, die

---

1) v. Geymüller (die ursprüngl. Entw. für S. Peter in Rom. p. 28) setzt die Ankunft Bramante's in Mailand auf spätestens 1472 — 1474. Der Bau der Vorhalle der Kirche S. M. zu Abbiategrasso (s. unten) begann 1477.

2) Das im XVI. Jahrhundert noch durchgehende mittelalterliche Aussehen der Stadt mit unzähligen Thürmen der Stadtmauern, Kirchen und Paläste zeigt ein im Archivio communale zu Mailand aufbewahrtes Bild.

3) In gothischem Styl wurden 1451 — 87 S. M. Incoronata, um 1460 S. Pietro in Gessate, 1465 — 87 S. M. delle Grazie und etwa gleichzeitig S. M. della Pace und S. M. del Carmine zu Mailand erbaut.

4) Pungileoni p. 18 u. 71. Dott. C. C. p. 63.

5) Dott. C. C. I capi d'arte . . . p. 28.

6) Im Jahre 1857 ward der Bau restaurirt (im Grundrifs Fig 3 ist das moderne Fufsbodenmuster angegeben). Das Innere hatte wohl ursprünglich eine ähnliche farbige Ausstattung wie die Incoronata zu Lodi.

7) s. Dott. C. C. p. 48.

8) Die Documente der Kirche wurden zu Ende des XVIII. Jahrhunderts zerstört.

9) Mit dem Chorbau ziemlich gleichzeitig wurden der Klosterhof, die Sacristei und das Hauptportal der Kirche erbaut.

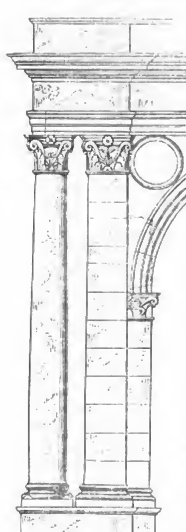
10) Auffallend sind einzelne Unregelmäfsigkeiten in der Anlage — die Chorapsis ist aufsen fünftheilig, die südliche Apsis siebentheilig.

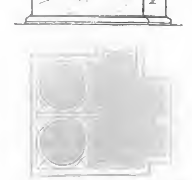
11) Durch die unten erwähnte Notiz des Pagave (Dott. C. C. p. 75) ward ich auf die Kirche aufmerksam gemacht; die kürzlich erschienenen Hefte des Werkes von v. Geymüller (urspr. Entw. für S. Peter in Rom p. 29) enthalten eine Skizze der Vorhalle.

Digitized by Google

Vorhalle der Kirche S. Maria zu Abbiategrasso,

einem Städtchen, welches etwa 20 km von Mailand entfernt an der nach Vigevano führenden Strafse liegt. Die Kirche, ein gothischer dreischiffiger Bau (s. Jahrg. XXXI Bl. 12 Fig. 1, 3, 5), hat nur an der Façade und dem Thurm noch die alte Architektur bewahrt; das Innere ist durch modernen Umbau ganz entstellt;[1]) dafs es einst reichen malerischen Schmuck hatte, bezeugen noch Reste von Fresken.[2])





Der Kirche liegt ein grofser, rings von Bogenhallen umgebener Vorhof (II Bl. 12 Fig. 1) vor, dessen unregelmäfsiger Grundrifs wohl durch den Zug der Strafsen bedingt worden ist. Die Architektur der Bogenhallen gehört der Uebergangszeit an; die Kapitelle der Säulen haben noch fast mittelalterliche Formen, die in terracotta hergestellten Archivolten und das Kranzgesims zierliches Ornament der Frührenaissance.

Vor die Façade tritt, die ganze Höhe derselben einnehmend, eine tonnengewölbte, zweigeschossige Vorhalle, mit grofsem Bogen sich öffnend und mit einem Giebel abgeschlossen. Die Gesammtanordnung veranschaulichen die Fig.[3]) 2—5, Bl. 12. Die Detailarchitektur der Vorhalle ist von sehr verschiedenem Werth; zwei Bauperioden sind deutlich zu erkennen: Der Zeit gegen 1480 (an der Leibungsfläche des Bogens *b* Fig. 2 steht die Jahreszahl 1477[4]) gehört der gröfsere Theil der unteren Säulenordnung an, die Säulen *S* (Fig. 2) und die freistehenden Pfeiler *P* mit ihren Gebälken, sowie die Bogen- und Pfeilerarchitektur der beiden Oeffnungen *b* und *c*, die nach den Hallen des Hofes führen. Die Säulen haben starke Entasis,[5]) die Basen auffallender Weise noch das mittelalterliche Eckblatt am untern Wulst. Von vorzüglicher Detailbildung sind die Kapitelle, die dicht am Kelch anliegendes, wenig ausgemeifseltes Blattwerk und kräftige Voluten haben; einige der kleinen Pfeilerkapitelle zeigen noch spielend-phantastische Motive der Frührenaissance, Masken an Stelle der Voluten u. drgl.; andere einen mit Flechtornament versehenen Hals, wie solcher u. a. an Kapitellen der Sacristei von S. Satiro vorkommt. Von schöner Bildung sind die Schlufssteine und die Reliefbildwerke, Halbfiguren von Heiligen, in den Zwickeln der Bögen. Die Gesimse der Gebälke sind von strenger und einfacher Profilirung.

Der zweiten Periode gehören die Pfeiler der unteren Ordnung und die ganze obere Ordnung an. Die Kapitelle derselben zeigen die schematischen, antik römischen Formen; die Architektur des grofsen Fensters und die der Umrahmung eines noch dem mittelalterlichen Façadenbau angehörenden Fresco, welches sich zwischen den Pfeilern der zweiten Ordnung befindet, ferner die Wappen zwischen den Pfeilerkapitellen und die Nischen haben barocke Formen (im Giebel des grofsen Fensters liest man die Jahreszahl 1615). Der Giebel ist unvollendet. Die innern Seitenwände und das Tonnengewölbe der Halle schmücken Fresken, die später Zeit angehören und wenig bedeutend sind, aber den malerischen Eindruck des Bauwerks sehr erhöhen.

Die erwähnten Inschriften, welche die Jahreszahlen 1497 und 1615 angeben, werden ungefähr die Grenzen der Bauzeit der Vorhalle bezeichnen. Als Architekten derselben nennt die Tradition[6]) Bramante; die Grofsartigkeit der Anlage läfst wohl keinen Zweifel zu, der Bau trägt durchaus das Gepräge eines Bramante'schen Werkes; sein Antheil beschränkt sich aber wohl auf den Entwurf der Vorhalle und auf die Ausführung der unteren Ordnung, deren Details denen der besten gleichzeitigen Mailänder Bauten, wie der

---

1) Das Mittelschiff hatte wohl ursprünglich einen offenen Dachstuhl; über den modernen Gewölben sieht man an den Mauern Reste von Putz mit spätgothischem Ornament, dessen einfassende Linien den Dachsparren parallel laufen. Offene Dachstühle, die an gothischen Kirchen Italiens nicht selten sind, haben z. Th. noch die ursprüngliche Malerei an den Hölzern des Dachgespärres und auf den Dachziegeln bewahrt; so derjenige der Kirche S. M. della Verità zu Viterbo, bei dem die Fetten und Sparren Bandornamente, die Ziegel Rosetten in quadratischen Feldern zeigen; ganz ähnlich ferner in den jetzt aufgehobenen Kirchen S. Lucia zu Viterbo und S. Agostino zu Bergamo.

2) Beim Umbau sollen Fresken B. Luini's zerstört sein.

3) In der geometrischen Ansicht Fig 3 und der perspectivischen Fig. 5 ist ein über der Halle *g* (Fig. 2) angebrachter moderner Anbau nicht dargestellt. Die perspectivische Ansicht ist vom Standpunkt *M* Fig. 1 aus aufgenommen.

4) 1477 Pagave (Dott. C C. p. 75 s. unten) giebt 1497, v. Geymüller (die ursprüngl. Entwürfe von S. Peter in Rom p 29, 30) 1477 an.

5) Der Durchmesser der Säulen ist im ersten Drittel der Säulenhöhe etwas gröfser als dicht an der Basis; dasselbe findet an den Säulen der Canonica zu Mailand statt (die Peripherie im ersten Drittel $46\frac{1}{2}$ cm, unten 42 cm); bei Säulen späterer Zeit steigert sich die Schwellung übermäfsig. An Säulen Brunelleschi'scher Bauten (Cap. Pazzi, S. Lorenzo u. s. w.) sind die Schäfte im unteren Drittel cylindrisch.

6) Die Kirche besitzt kein bezügliches Document. S. Pagave; Dott. C. C p. 75: Anche nel borgo di Abbiategrasso lasciò Bramante prove della sua abilità. La facciata della Chiesa Maggiore dev' essere da lui disegnata ed eseguita nell' anno 1497 . . . . . Sodann erwähnt Pag. die Hofhallen, die früher als die grofse Vorhalle erbaut sein müssen.

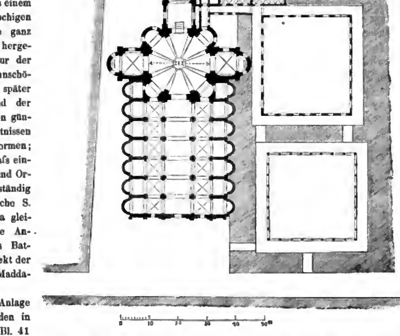
Digitized by Google

Halle der Canonica und der Sacristei von S. Satiro nicht nachstehen.

Was andere dem Bramante zugeschriebene Bauwerke der Umgegend Mailands betrifft, so ist der Bau der Canepanova zu Pavia (s. Jahrg. 1877 p. 226 Bl. 38. 39) wohl nach seinen Zeichnungen begonnen. Ob Bramante Antheil am Entwurf der Kirche S. M. bei Saronno (s. Jahrg. 1880 p. 22 Bl. 21—24) hat, deren Bau 1498 durch Vincenzo del' Orto begann, ist nicht sicher festgestellt.

Die Kirche S. M. dell' Incoronata zu Lodi (s. Jahrg. 1877 p. 223 Bl. 35. 36) [1]) ward 1488 durch Battaggio von Lodi begonnen, der wahrscheinlich ein Schüler Bramante's war. Nur das untere Geschofs, dessen schöne Architektur der der Sacristei von S. Satiro, die der Kirche zum Vorbilde diente, kaum nachsteht, ward durch Battaggio ausgeführt. Dolcebono und Amadeo vollendeten den Bau.

Ein hervorragendes Werk des Battaggio ist sodann die 1490 begonnene Rundkirche S. Croce bei Crema (s. Jahrg. 1878 p. 15 Bl. 11 u. 12). Ein dritter Bau desselben Meisters dürfte die kleine 1501 geweihte Kirche S. M. Maddalena zu Crema [2]) sein. Die Anlage besteht (s. Bl. 51 Fig. 4 u. 5) aus einem mit hoher Kuppel überdeckten Vierungsraum, dem sich drei Conchen anlegen, und aus einem kurzen zweijochigen Langhause. Die ganz in terracotta hergestellte Architektur der Façade (deren unschöner Giebel ein später Zusatz ist) und der Langseite ist von günstigen Verhältnissen und reizvollen Formen; der Umstand, dafs einzelne Gesimse und Ornamente vollständig solchen der Kirche S. Croce bei Crema gleichen, läfst die Annahme zu, dafs Battagio der Architekt der Kirche S. M. Maddalena sei.



In der Anlage verwandt mit den in Fig. 8, 11, 14 Bl. 41 Jahrg. 1877 dargestellten Kirchen ist S. Maria della Passione zu Mailand (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 10, Durchschnitt Jahrg. 1881 Bl. 62 Fig. 4), ein Kuppelbau über achteckigem Grundrifs mit Kreuzflügeln in den Hauptaxen und Apsiden an den Diagonalseiten des Achtecks. Der Bau ward 1500 oder 1504 nach einem Plane des Cr. Solari il Gobbo (ca. 1465—1540) begonnen, die Kuppel 1530 errichtet; im XVII. Jahrhundert wurde dem achteckigen Bau durch M. Bassi ein Langhaus vorgebaut. Der Centralbau ist durch schöne Raumverhältnisse ausgezeichnet, die äufsere Architektur der Kreuzflügel und der Apsiden von guten Formen; bemerkenswerth ist an den Fenstern der Apsiden der Versuch der Nachahmung antiker Fensterformen in terracotta. Die ebenfalls von Solari erbaute Sacristei (*S* in beistehendem Holzschnitt) im anstofsenden Kloster zeigt eine vorzügliche, in den Ornamenten leider sehr restaurirte, in den schönen Lünettenbildern des Borgognone intact erhaltene Decoration.

Zwei andere Centralanlagen Mailands, die durch Protastio Busti dem altchristlichen Bau S. Nazaro 1599 angebaute Capella di S. Catarina (*A* im Holzschnitt auf S. 491) und Capella de' Trivulzi (1518) (*B*) sind von geringer Bedeutung.

Die Kirche S. Croce zu Riva S. Vitale im Canton Tessin am Luganer See, in der Anlage (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 9) der Canepanova zu Pavia sehr ähnlich, soll nach Burckhardt (ital. Renaiss. 2. Aufl. p. 113) von Cr. Solari erbaut sein; am Ort selbst wird die Kirche für ein Werk des Pellegrino Pellegrini (1527—98) gehalten. Die Aehnlichkeit der Architektur des Innern [1]) mit derjenigen der Kirche S. Maria della Passione zu Mailand spricht für die erstere, die schon ziemlich barocken Formen lassen wohl die letztere Annahme als die richtigere erscheinen.

Ein Bau etwas späterer Zeit (1601—18), die durch reiche Decoration des Innern hervorragende Chiesa dell' Inviolata bei Riva am Gardasee (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 15) erscheint durch die Bauten der Bramante'schen Schule, besonders durch die Incoronata zu Lodi sehr beeinflufst.

Nach dem Fortgang Bramante's von Mailand wurden wohl von Schülern desselben 1504—1518 die Kirchen S. Magno zu Lognano (s. Jahrg. 1877 p. 230 Bl. 40) und

---

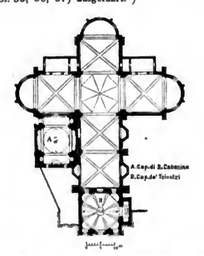
1) Bei der vor mehreren Jahren vorgenommenen Restauration der Kirche hat sich ergeben, dafs die Consolen des Gesimses der oberen Pfeilerordnung (s. Jahrgang 1877 Bl. 36 Fig. 1) einem Umbau angehörten und dafs das Gesims ursprünglich mehrere einfache Unterglieder hatte; bei der Restauration sind diese Formen wieder hergestellt.

2) Die Kirche (jetzt teatro filarmonico) gehörte (nach Fr. Sf. Benvenuti, storia di Crema t. II) zum Spedale S. Spirito; es ist wohl nicht zu bezweifeln, dafs dieselbe identisch ist mit der Kirche Spirito santo zu Crema, die Burckhardt (ital. Renaiss. I. Aufl. p. 66) erwähnt.

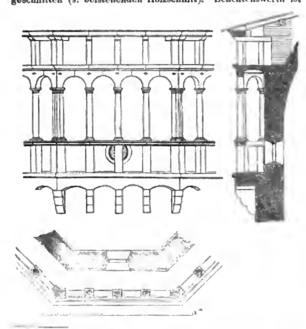
1) S. Durchschnitt in den „Aufnahmen der Excursion der Bauschule des Polytechnicum zu Zürich" und in Burckhardt „Renaiss. in Italien" 2. Aufl. p. 114.

Digitized by Google

1518—1523 S. Maria zu Busto-Arsizio (s. Jahrg. 1877 p. 232 Bl. 35, 36, 37) ausgeführt.[1])



Nach dem Vorbild der Kuppeln dieser Kirchen scheint die von S. Maria delle Grazie oder Madonna di Campagna bei Pallanza (am Lago maggiore) erbaut zu sein. Die Kirche (s. Grundrifs Bl. 51 Fig. 6, Durchschnitt Fig. 7, Ansicht Bl. 62 Fig. 5), ein mittelalterlicher, dreischiffiger Bau, ward im Anfang des XVI. Jahrhunderts umgebaut; vom alten Bau blieben nur der Thurm und einzelne Theile des Langhauses, so die schöne Fensterrose der Façade, erhalten. Beim Umbau ward die Vierung erhöht und mit einer sphärischen Kuppel und zierlicher äufserer Galerie versehen, die an den Langseiten der Kirche auf Consolen ruht; Pfeiler und Säulen der Galerie sind aus Granit hergestellt (nur Kapitelle und Basen von Marmor), die Bögen aus Platten geschnitten (s. beistehenden Holzschnitt). Beachtenswerth ist



das hübsche Portal der Façade, dessen Anlage im Wechsel von Säulchen und Pfeilern noch ein mittelalterliches Motiv zeigt; die Details sind von vorzüglichen Formen der Frührenaissance; grofse Mannigfaltigkeit zeigen die Ornamente in den cassettenartigen Feldern der Pfeiler und des Bogens. Die Zeit des Umbaues der Kirche geben zwei Inschriften an: die Jahreszahl 1519 aufsen an der mittleren Chorapsis und 1527 am Portal.

Die kleine Kirche Madonna di ponte bei Brissago im Canton Tessin (am Lago maggiore), ein einschiffiger Bau in schlichten Formen etwa 1520—1545 [1]) ausgeführt, hat eine ähnliche Kuppel wie die zuletzt erwähnte Kirche; die sehr zierliche Laterne zeigt noch mittelalterliche Formen.

Unter den kleineren Centralanlagen der Frührenaissance in Mittelitalien sind anzuführen: die durch ihre Decoration ausgezeichnete Cap. Eroli (1497) am Dom zu Spoleto, S. Maria di peste oder S. Elisabetta zu Viterbo, (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 10) ein reizender kleiner achteckiger Kuppelbau von zierlicher Architektur, eine achteckige Kirche zu la Fratta bei Perugia, eine solche S. M. di monte d'oro bei Montefiascone u. a.

In der Anlage verwandt mit den erwähnten Centralkirchen des Mailänder Gebiets, namentlich mit S. M. di Canepanova zu Pavia und S. M. zu Busto-Arsizio ist die kleine Chiesa della manna d'oro zu Spoleto (s. den Grundrifs Bl. 62 Fig. 6, Durchschnitt Fig. 7), 1527 angeblich nach Zeichnung eines Eremiten von Monteluco errichtet.[2]) Die Architektur des Innern zeigt nur im unteren Geschofs gute, vom Gesims des Gebälkes an aufwärts schwülstige Formen (eine innen über der Thür angebrachte Inschrift giebt für einen Umbau das Jahr 1681 an).

S. Eligio degli Orefici zu Rom (an einem Seitengäfschen der via Giulia gelegen), ein griechischer Kreuzbau kleinsten Maafsstabes (s. Grundrifs Bl. 62 Fig. 8, Durchschnitt Fig. 9), soll 1509 von der Confraternität der Goldschmiede nach einem Plane Bramante's (?) erbaut,[3]) zu Anfang des XVII. Jahrhunderts mit Beibehaltung der ursprünglichen Formen restaurirt worden sein.

Ventura Viteni aus Pistoja (Bramante's Gehülfe oder Schüler), dessen bekanntestes Bauwerk die Kirche Mad. dell' Umiltà zu Pistoja [4]) (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 5) ist, errichtete in derselben Stadt noch mehrere Kirchen, von denen S. Giovanni Battista und S. Maria delle Grazie o del letto wohl die bedeutendsten sind.[5]) Die erstere (s. den Grundrifs Bl. 63 Fig. 7) ist ein reizvoller, durch schöne Verhältnisse und zierliche Architektur ausgezeichneter Bau. Die Kuppel und der niedrige Tambour sind ähnlich gegliedert wie die der Kirche Mad. delle Carceri zu Prato, der reiche Sockel mit Marmorbank ist ganz so profilirt wie derje-

1) Die Kirche der Madonna di Tirano im Veltlin soll dem Pagave (Dott. C. C. p. 65) zufolge nach Zeichnung Bramante's (?) 1505—1528 erbaut sein. Dieselbe ist mir nicht aus eigner Anschauung, nur nach den Skizzen in den „Aufnahmen der Excursion der Bauschule des Polytechnicum zu Zürich" bekannt. Der Grundrifs der Kirche bildet ein lateinisches Kreuz; über der Vierung erhebt sich eine hohe Kuppel.

1) Inschrift 1525 an der Laterne, 1528 am Seitenportal, 1545 und Name des Architekten Beretoli am Thurm.

2) Sinibaldi, Guida di Spoleto 1873 p. 27.

3) Vergl. Pungileoni p. 28. Ueber zwei in den Uffizien zu Florenz aufbewahrte Zeichnungen, welche die Kirche S. Eligio darstellen und von B. Peruzzi's und Raphael's Hand sein sollen, s. Vasari-Lemonnier VIII 231. Anm. und Jahn Jahrb. f. Kunstwissensch. II. 145.

4) S. Grandjean et Famin archit. toscane pl. 105; nach Grandjean ward der Bau 1509 begonnen, nach Vasari-Lemonier (VII, 142) 1492; an der Aufsenmauer der Kirche steht die Jahreszahl 1508.

5) Vasari-Lemonnier VII. 142. 145. Anm. giebt noch andere von Vitoni in Pistoja erbaute Kirchen an.

Digitized by Google

nige der Vorhalle der Umiltà. Die Bauzeit giebt eine am Gesims der Kuppel befindliche Inschrift an: MDXIII. [1])

Eine eigenartige Anlage zeigt S. Maria delle Grazie o del Letto zu Pistoja; einem Kreuzbau, dessen Vierungskuppel auf freistehenden Säulen ruht, und dessen Arme mit Tonnen überdeckt sind, legt sich ein breites mit reich bemalter Cassettendecke versehenes Schiff vor (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 8). Die Architektur des Innern, wie die der gut disponirten Façade, dessen Portal von reicher Ausbildung ist, zeigt die Formen einer edlen Frührenaissance. Die Kirche ward (nach Tigri) ca. 1484 erbaut, 1535 geweiht.

Die kleine Kirche S. Sebastiano zu Siena, hinter dem Spedale di S. M. della Scala belegen (s. Grundrifs Bl. 50 Fig. 6, Durchschnitt Fig. 7), die nach Zeichnung des Balt. Peruzzi (oder des Girol. di maestro Domenico Pensi?) [2]) ausgeführt sein soll, ist ein griechischer Kreuzbau von günstigen Raumverhältnissen und schönem Detail.

Der Grundrifs (s. Bl. 50 Fig. 8) der Kirche S. Giuseppe zu Siena bildet ein ungleichseitiges Achteck mit kurzen Kreuzflügeln in den Hauptaxen. Der Mittelraum (s. Durchschnitt Bl. 50 Fig. 9), durch ein Klostergewölbe überdeckt, in welches die über einer Pfeilerstellung aufsteigenden Bögen einschneiden, hat ziemlich gedrückte Verhältnisse; von ungünstiger Wirkung ist die Ungleichheit der Achtecksseiten und die Höhendifferenz der Bögen. Die Formen der Architektur sind von mittelmäfsiger Bildung; der Bau erscheint des Peruzzi, dem er wohl zugeschrieben wird, nicht würdig; eher dürfte Cataneo oder Ricci der Architekt der Kirche sein. Die unschöne Façade ward 1653 nach Zeichnung des Architekten Giovanelli erbaut.

Dieselbe Grundform wie S. Giuseppe, aber günstigere Raumverhältnisse hat die barocke Kirche S. S. Pietro e Paolo alla chiocciola zu Siena (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 23), im XVII. Jahrhundert durch Flaminio del Turco erbaut.

Die Kirche S. Giov. Battista zu Pesaro (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 11), von Vasari (im Leben des Genga) übermäfsig gerühmt „als ein Werk, das neben den schönsten Gebäuden Roms bestehen kann", ward nach einem von Girolamo Genga im Auftrag des Herzogs Guidobaldo von Urbino gefertigten Modell von Bartolomeo, dem Sohn des Girolamo, ausgeführt. Die Anlage besteht aus einem central disponirten Bau, hohem, von einem Klostergewölbe überdeckten Vierungsraum mit (ursprünglich wohl 3, nach Umbau des Chors 2) Conchen, kleinen kuppelgedeckten Nebenräumen und Sacristeien und aus einem einschiffigen tonnengewölbten Langhause mit Seitencapellen. [3]) Diese und die Pfeiler des Langhauses sind (in ähnlicher Weise wie bei dem bekannten Plane Raphael's für S. Peter zu Rom) fast ganz in Nischen aufgelöst. Auffällig erscheint es, dafs die Nischen nicht an den Aufsenmauern hervortreten, diese vielmehr geradlinig sind und eine Bekleidung von Pilastern zeigen, die keinen Bezug zum Innern haben. Die unvollendete Façade (deren Architektur nur an einzelnen Marmorsäulen und Pfeilern mit schönem Detail zur Ausführung gekommen ist) läfst ein grofsartiges Nischensystem erkennen. Die Architektur des Innern ist ebenfalls unvollendet. Eine Inschrifttafel im Chor, eine zweite an einem der Schiffspfeiler besagen, dafs 1543 der Grundstein der Kirche gelegt, 1656 dieselbe geweiht sei.

1) Tigri, Pistoja e il suo territorio, erwähnt, die Kirche sei um 1494 erbaut; nach Vasari-Lemonier fertigte Vitoni schon 1484 ein Modell der Kirche.

2) Vgl. Siena e il suo territorio. Siena 1862. Falaschi relaz delle cose notab. nella città di Siena 1815. Porri e Romagnoli, cenni stor. art. di Siena 1840

3) In der Anlage von auffallender Aehnlichkeit mit S. Giov. Batt. zu Pesaro ist Palladio's Kirche del Redentore zu Venedig (1577).

Eine einfache Anlage (s. Grundrifs Bl. 51 Fig. 8 Durchschnitt Fig. 9) zeigt S. Bernardino fuori le mura bei Urbino (an der nach Pesaro führenden Strafse gelegen), eine anmuthige kleine Kirche der Frührenaissance. Dem Vierungsraum, der mit einer sphärischen Kuppel, deren Tragebögen auf Säulen ruhen, überwölbt ist, schliefst sich einerseits ein tonnengewölbtes kurzes Langhaus, andererseits ein niedriger Chorraum an. Innere und äufsere Architektur zeigen grofse Uebereinstimmung; die Formen der Fenster und Gesimse sind einfach, nur das hübsche Portal zeigt eine reiche, zierliche Architektur. Als Baumeister der Kirche führen die Guiden ohne Nachweis Bramante an; wahrscheinlicher ward dieselbe von einem der Architekten des herzoglichen Palastes zu Urbino erbaut; die Kapitelle der Vierungssäulen gleichen fast vollständig denen der Säulen im Hofe des Pal. ducale. Die Kirche enthält die Gräber des grofsen Federigo di Montefeltro († 1482), Gründers des Palastes und der Bibliothek zu Urbino, und das seines Sohnes Guidobaldo, der den herzoglichen Palast in Pesaro erbaute.

S. Chiara zu Urbino (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 13), ein kleiner Rundbau einfachster Anlage (früher nach ganz unbegründeter Annahme für ein Werk Bramante's gehalten), ward 1630 unter dem letzten Herzoge von Urbino, Fr. Maria, vom Architekten Bern. Baldi erbaut. [1])

Von Michele Sanmicheli (1484—1559), der (nach Vasari) in Orvieto und Montefiascone die Ausführung bedeutender Werke unternahm, soll der Bau des Domes S. Margareta zu Montefiascone (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 9) begonnen sein. Von der ersten Ausführung ist wenig erhalten, da der Bau nach einem grofsen Brande im Jahre 1675 in üblen Rococoformen erneuert ward. Die Façade, die von 2 Thürmen eingefafst ist, ward 1840 erbaut.

Die kleine Kirche S. Maria delle Grazie bei Montefiascone (s. Grundrifs Bl. 62 Fig. 10), ein Kreuzbau von ähnlicher Anlage wie S. Giov. Battista zu Pistoja, wird für ein frühes Werk des Michele gehalten. Das Innere ist von ansprechenden Verhältnissen, die Architektur in der Bildung der Einzelformen noch befangen.

Das bedeutendste Werk Michele's ist die bekannte Cap. Pellegrini bei S. Bernardino zu Verona (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 12; genauere Aufnahme bei Isabelle édif. circ. pl. 65), die er wohl in spätern Lebensjahren erbaute.

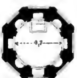
Die Kirche Mad. di Campagna in S. Micheli (dem Geburtsort des Meisters) bei Verona (s. Grundrifs Jahrg. 1877 Bl. 41 Fig. 13; Aufnahme bei Isabelle édif. circ.) ward nach Michele's Plänen begonnen, aber später mit Veränderungen ausgeführt.

Antonio da San Gallo der Jüngere (1485—1546) soll nach Vasari [2]) auf der Isola Bisantina des Lago

1) Pungileoni, p. 15 u. 59. Ricci, storia dell' archit. in Italia II 124.

2) Vita di Ant. da San Gallo.

Digitized by Google



di Bolsena zwei centralförmige Tempelchen erbaut haben. Nur ein derartiger Bau, la Rocchina (s. den Grundr. in beistehendem Holzschnitt) genannt, ist dort erhalten. Derselbe zeigt eine etwas schulmäfsige Behandlung der Architektur und wird an Ort und Stelle als ein Werk des Vignola angegeben.

In Venedig kommt die Anlage des griechischen Kreuzes mit Kuppel über der Vierung und mit niedrigen Eckcapellen schon am Schlufs des XV. Jahrhunderts vor (S. Giov. Crisostomo 1483 u. a. Kirchen). Mit venezianischen Kirchen (besonders S. Salvatore) verwandt ist die hübsche Madonnina della porta disotto zu Ferrara, ein Kreuzbau kleinsten Maafsstabes (s. Grundrifs Bl. 51 Fig. 10, Durchschn. Fig. 11) 1526 (oder 1531) bis 1536 erbaut. [1] Das Innere ist von günstigen Raumverhältnissen und guter Architektur; eigenartig ist die Bildung der Stützen, Pfeiler mit vier angelehnten Halbsäulen.

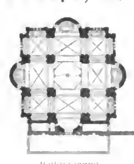
Dem Grundmotiv des Bramante'schen Plans für S. Peter zu Rom (1506) folgt eine Anzahl Kirchen, von denen die bedeutendsten:

S. Giov. Battista zu Ferrara, 1506 nach Zeichnung des Architekten Fr. Marighella begonnen. Der Chor zeigt aufsen zierliche Formen der Frührenaissance.

S. Spirito zu Ferrara, 1519 durch Herzog Alfonso II nach grofsartigen Plänen begonnen, nach dessen Tode nur nothdürftig fertiggestellt (1656 geweiht).

Madonna della Steccata zu Parma (s. Jahrg. XXVIII. Bl. 24—26 p. 157) 1521.

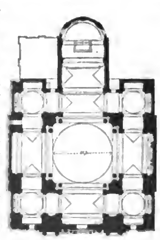
Madonna di Campagna zu Piacenza (s. Jahrg. XXIX. Bl. 8 u. 9 p. 47) 1522.



Madonna della Vergine zu Macerata bei Loreto (s. den Grundrifs in beistehendem Holzschnitt) 1550 (oder 1548) begonnen durch Galeasso da Carpi. [2]), Chiesa nuova zu Cortona 1550, S. M. di Carignano zu Genua 1552—1560 durch Gal. Alessi, Mad. della Ghiara zu Reggio (nell' Emilia) 1597 durch Al. Balbi und Fr. Pacchioni, der Dom zu Brescia (s. d. Grundrifs in nachfolgendem Holzschnitt) 1604 nach Zeichnung des Architekten B. Lantana begonnen, die Kuppel 1825 errichtet, S. Teresa zu Perugia, Purificazione zu Pesaro (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 14), S. Alessandro zu Mailand 1602—80 durch Binago, S. Carlo a' Catinari zu Rom 1612 von Rosati, S. Maria di Monte Berico bei Vicenza 1668; die letzten sechs Kirchen gehören schon dem Barockstyl an.

1) Die drei Nischen wurden später angefügt; die Façade durch Alb. Schiatti errichtet; der Chor soll sich ursprünglich an der Stelle des jetzigen Eingangs befunden haben

2) S. Vigo descriz. .... Macerata 1760.



Die Centralkirchen der Spätrenaissance verdienen ihrer oft eigenartigen Anlage und schönen Raumwirkung wegen Beachtung. Unter den mannigfaltigen Plananlagen kommt nur vereinzelt die Rundform [1]) (S. Sebastiano zu Mailand, 1576 von P. Pellegrini, (Bl. 63 Fig. 12), S. Simone minore zu Venedig 1718—38, S. M. Maddalena zu Venedig 1750—75) und das einfache Polygon vor (die oben erwähnte Chiesa dell' Inviolata zu Riva 1601—18 (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 15), Madonna del pianto 1650 (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 16) und Madonna della Salute zu Venedig von Longhena, Mad. del Soccorso zu Rovigo, ein achteckiger Bau mit äufserem Umgang, (1594 von Fr. Zamberlanco, einem Schüler Palladio's, errichtet) und die zwölfseitige Parrocchialkirche zu Loano an der Riviera (1633—38). Die Form des griechischen Kreuzes findet sich in der Spätrenaissance nur vereinzelt: S. Maria di Belvedere bei Città di Castello 1669—84 (s. Grundrifs Bl. 63 Fig. 24) und S. S. Pietro e Paolo alla chiocciola zu Siena (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 23). S. Maria del Suffragio zu Ravenna (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 27) 1701—28 ist ein achteckiger, ziemlich niedriger Kuppelbau mit vier kurzen Kreuzflügeln und vier kleinen Kuppelräumen an den Diagonalseiten. Von sehr abnormer Anlage [2]) ist S. M. del Torresino zu Padua, 1718—26 [3]) (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 28), ein Rundbau mit innerer, enger Säulenstellung, die einen hohen Tambour mit Kuppel trägt. Bei Kirchen des 17. und 18. Jahrhunderts zeigt sich vielfach das Bestreben, durch sehr kurze, nur nischenartige Kreuzarme und Abstumpfung der Ecken der Vierung einen einheitlichen, geschlossenen Raum zu bilden; so haben eine annähernd ovale oder ungleichseitig achteckige Grundform: die Chiesa della Visitazione zu S. Remo (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 22), S. Nicolo zu Cervo (an der Riviera), (Bl. 63 Fig. 26), S. Ubaldo zu Pesaro 1605 (Bl. 63 Fig. 17), S. Maria della Vita zu Bologna 1687—1787 von Borgonzoni (Bl. 63 Fig. 25), S. Luca bei Bologna (Bl. 63 Fig. 29) 1731 von C. Dotti und S. S. Pietro e Paolo zu Ceriano bei S. Remo, 1670—1679 (s. Grundr. Bl. 63 Fig. 21) von Belmonte aus Val d'Oneglia errichtet, ein Bau von grofsartigster Raumwirkung.

1) Eine eigenartige Plananlage zeigt die nach italienischem Vorbilde errichtete, durch schöne Raumverhältnisse ausgezeichnete Mariahilfkirche zu Innsbruck (1648), deren Grundrifs nebenstehende Figur giebt.

2) Ueber die Veranlassung zu derselben s. Memorie di S. M. d. Torresino. Padua.

3) Nicht XVI Jahrhundert, wie Burckhardt's Cic. p. 321 Anm. 2 angiebt.

Digitized by Google

Die Quaimauern auf Feyenoord bei Rotterdam.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 64 bis 66 im Atlas.)

Bei den Anlagen der Rotterdamer Handelsvereinigung auf Feyenoord, welche in Heft I bis III des Jahrgangs 1881 dieser Zeitschrift eine kurze Behandlung erfahren haben, begründet sich in constructiver Beziehung das engere Interesse auf den aufsergewöhnlich schwierigen Fundirungsverhältnissen, welche insbesondere bei den in grofser Ausdehnung daselbst zur Ausführung gelangten Quaimauern zu überwinden waren, zugleich aber zu höchst eigenartigen Lösungen Veranlassung boten.

Die hierauf bezüglichen nachfolgenden Mittheilungen schliefsen im Wesentlichen an eine den gleichen Gegenstand behandelnde holländische Publication der Chef-Ingenieure der Rotterdamer Handelsvereinigung F. J. Stieltjes und A. W. Mees „De Werken der Rotterdamsche Handelsvereeniging op Feyenoord 1e Aflevering, Kaaimuren, Rotterdam H. A. Kramers & Zoon" an, nehmen jedoch zugleich auch Rücksicht auf einige während der Bauausführung gegen das Project bewirkte Aenderungen, deren Richtigstellung ich vorgenanntem Herrn A. W. Mees danke.

Vorweg möge übrigens nicht unbemerkt bleiben, dafs nach der Ueberzeugung, welche ich bei wiederholtem Besuche von Feyenoord, zuletzt im Spätsommer 1880, gewonnen, die sämmtlichen Anlagen sich vorzüglichst bewähren, was um so mehr einer nachdrücklichen Erwähnung verdient, als dieselbe mit einer meisterhaft angewendeten Oekonomie der Bauwerke zur Ausführung gelangt sind.

Die Betriebsübergabe der Quais erfolgte gegen Ende 1879.

Allgemeine Vorbemerkungen.

Als zuerst dem Gedanken eines Ausbaues der Insel Feyenoord zu Handelszwecken im Jahre 1870 nahe getreten wurde, beabsichtigte man, die Quais als Böschungen mit Basalt-Revetement auszubilden und die Möglichkeit des directen Anlegens der Schiffe an ein steiles Quai durch den Einbau von einzelnen in regelmäfsigen Abständen anzuordnenden hölzernen Steigern herzustellen.

Bei der Schwierigkeit einer Fundirung von steilen Quaimauern auf Feyenoord hätte diese Anordnung den Vorzug erheblich gröfserer Billigkeit gehabt. Dem gegenüber kamen indessen folgende Nachtheile in Betracht:

1) der Verlust von ppr. 11 m Terrainbreite auf jedem Quai,

2) die Unmöglichkeit einer Anordnung von Laufkrahnen, sowie die Einschränkung der für den Ueberladeverkehr nutzbaren Quailänge,

3) gröfsere Unterhaltungskosten, wenngleich letztere durch Verwendung von Eisen zu den im wechselnden Wasser befindlichen Constructionstheilen hätten eingeschränkt werden können.

Aus diesen Gründen entschlofs man sich um so eher zu der Anlage von steilen massiven Uferschälungen, als auch die Stadt Rotterdam für den projectirten Durchstich der Insel Feyenoord — den Königshafen — eine theilweise Umfassung mit Quaimauern in Aussicht genommen hatte.

Nach Art der in dem alten Rotterdam auf dem rechten Ufer der Maas, sowie in den innerhalb der Stadt belegenen Grachten zur Ausführung gelangten Quaimauern waren indessen auch die für Feyenoord projectirten (cfr. Blatt 64) nur in beschränktem Maafse auf ein Anlegen gröfserer Schiffe berechnet.

Die Wasserstandsordinaten bezw. maafsgeblichen Constructionsordinaten sind für Rotterdam folgende:

Mittlere Ebbe	$-0,_{36}$	A. P.
Mittlere Fluth	$+0,_{91}$	" "
Niedrigste Ebbe	$-1,_{60}$	" "
Höchste Fluth	$+3,_{13}$	" "

Die Sohle der Hafenanlagen war danach von der Rotterdamer Handelsvereinigung für den Binnen- und Entrepothafen — gleich dem Königshafen — zu $-6,_{00}$ m A. P., und von der Staatsbahn für das Eisenbahnbassin zu $-5,_{00}$ A. P., dagegen die Höhenlage der Quais, abgesehen von einigen noch näher zu bezeichnenden Ausnahmen, zu in med. $+3,_{50}$ m A. P. festgesetzt worden.

Der Untergrund der Insel Feyenoord setzt sich bis zu einer Tiefe von rot. — 20 m A. P. aus Moor und Vegetabilien haltenden Schichten zusammen. Die Frage der Fundirung war danach, wenn von einer solchen vermittelst comprimirter Luft aus Kostenrücksichten abgesehen werden mufste, zwar noch im Sinne einer Pfahlrostfundirung zu entscheiden, indessen machte die besonders ungünstige Bodenbeschaffenheit bezw. die grofse Länge der theilweise freistehenden Pfähle die Fundirung zu einer äufserst schwierigen.

Es galt insbesondre, folgende Gesichtspunkte in's Auge zu fassen:

1) eine Einschränkung des seitlichen Erddrucks bezw. möglichst centrische Belastungen der Pfähle behufs Vermeidung von Durchbiegungen der letzteren zu erzielen, und

2) mit Rücksicht auf die geringe Tragfähigkeit des Untergrundes gleichzeitig noch eine Verringerung des Eigengewichts der Quaimauer anzustreben. — Es wurde hierbei die erlaubte Belastung eines Pfahles zu in max. 10000 kg festgesetzt.

Die zu 1) gestellte Bedingung läfst sich zum Theil durch Verbreiterung des Fundirungsrostes bezw. durch Erzeugung grofser Verticallasten und die hieraus sich folgernde relative Reduction der horizontalen Erddruckscomponenten erzielen, indessen die gleichzeitige Erfüllung der in 2) genannten Bedingungen nur durch Auflösung des Mauerquerschnittes selbst, bei gleichzeitiger Verbreiterung des Fundirungsrostes zu ermöglichen ist. Im letzteren Fall wäre alsdann die Beseitigung der aus dem Hinterfüllungsmaterial sich ergebenden Stabilitätswiderstände durch eine theilweise Abdichtung desselben bezw. durch Freilassung einer natürlichen Böschung des Erdreichs unter dem Bauwerke fort zu erzielen.

Abgesehen von modernen Ausführungen, konnten mehrere aus älterer Zeit stammende holländische Profile hierbei als allgemeines Vorbild dienen. Bereits gegen Mitte des 17. Jahrh. gelangten in Amsterdam Quaimauern, die mit Hohlräumen auf verbreitertem Fundirungsroste construirt waren, zur Ausführung. Auch bei Festungsmauern waren derartige Profile, wie Fig. 1 u. 2 auf Bl. 64 erläutern, gegen Ende desselben Jahrhunderts verwendet worden. Seitdem aber geriethen diese — in Frankreich als murs en décharge bezeichneten — Profile in Vergessenheit, bis selbige in den

Digitized by Google

40er Jahren durch den Ingenieur Froger in Amsterdam wieder von neuem in Aufnahme gelangten.

Während nun die von der Stadt Rotterdam sowie von der Staatsbahn am Südwestquai des Eisenbahnbassins ausgeführten Quaimauern, ohne Rücksicht auf die hieraus folgende Vermehrung des Eigengewichts, als Vollmauern auf verbreitertem Pfahlroste construirt sind, haben die meist als Bekleidungsmauern der Böschung ausgebildeten Profile der Rotterdamer Handelsvereinigung, in Erfüllung der ad 1) und 2) gestellten Bedingungen, gleichzeitig den Typus einer „mur en décharge" erhalten.

Im Nachfolgenden sind die Profile der Qaimauern einzeln und eingehend näher behandelt.

I. Quaimauer am Entrepothafen und den anschliefsenden Theilen des Binnenhafens.

(Ausgeführte Länge rot. 700 m.)

Die Sohle des Entrepothafens liegt an $-6,_{00}$ m A. P.; die Deckplattenoberkante der Qaimauern, theils an $+4,_{30}$ m, theils an $+3,_{40}$ m A. P. Die erstere Höhenlage bezieht sich auf die vor dem Entrepotgebäude belegene Strecke, woselbst das Terrain zum Zwecke eines bequemen Ueberladeverkehrs auf die Eisenbahnfahrzeuge eine um $0,_{90}$ m über dem Terrain bezw. Schienengeleis erhöhte Lage erhalten hat.

Die Sohle des Hafens war bis an $-4,_{00}$ m A. P. vor Ausführung der Quaimauern im Trockenen, von da ab bis an $-6,_{00}$ m später mittelst Bagger ausgehoben worden.

Die Construction der Mauer, die im Wesentlichen als Bekleidungsmauer der Böschung charakterisirt werden kann, ist folgende (cfr. Fig. 5—12 auf Blatt 64):

Die Oberkante der Pfahlrost-Fundirung liegt (bei dem normalen Profil)*) an $-3,_{50}$ m A. P. Die Vertheilung der Grundpfähle ist, entsprechend der Construction des Ueberbaues, welcher aus einzelnen Pfeilern mit zwischengespannten Kappen besteht, eine ungleichmäfsige.

Der Axenabstand der vier unter den Pfeilern befindlichen Pfahlreihen, deren jede 9 bezw. 10 Pfähle enthält, beträgt $0,_{56}$ m. Aufser diesen ist noch eine aus 9 Pfählen bestehende Pfahlreihe in den Ebenen der Kappenaxen angeordnet. Sämmtliche Pfähle sind vertical geschlagen; nur die in der Frontreihe befindlichen haben eine geneigte Stellung erhalten.

Der Querverband der Fundirung wird durch Schwellen von 20 bis 30 cm Stärke und $8,_{94}$ bezw. $10,_{18}$ m Länge vermittelt. Das letztere Maafs bezieht sich auf das vor dem Entrepot befindliche hohe Profil der Quaimauer. Sie sind mit den Pfählen der Frontreihe vermittelst Aufkämmung auf eine mit der letzteren verzapften Zange, mit den übrigen Pfählen indessen vermittelst des Grundzapfens verbunden.

Der Längsverband wird durch 6 mit den Querschwellen verkämmte Zangen von $0,_{24}$ und $0,_{21}$ m Stärke vermittelt. Der eigentliche, aus 6 cm starken Bohlen gebildete Rost befindet sich ausschliefslich unter den Pfeilern.

An Spundwänden ist nur eine vorhanden. Selbige ist 4 m tief und 10 cm stark; sie ist vertical geschlagen und lehnt sich gegen die vorderste, durch zwei weitere Pfähle verstärkte Pfahlreihe bezw. gegen die die letzteren verbindende Längsschwelle.

Die Länge der Grundpfähle beträgt, soweit selbige unmittelbar belastet sind, also unter den Pfeilern, 16 bis 20 m, sonst 14 m.

Der Axenabstand der massiven Pfeiler mifst $5,_{68}$ m. Die Stärke derselben verjüngt sich von $1,_{88}$ m in Höhe der Basis bis zu $1,_{38}$ m in Höhe der Ordinate $-2,_{17}$ m A. P. Behufs einer weiteren Einschränkung des Constructionsgewichts der Quaimauer sind in den Pfeilern noch Oeffnungen von $3,_{00}$ m Breite, welche in einer Kämpferhöhe von $+1,_{44}$ m A. P. durch flache Segmentbögen geschlossen sind, ausgespart. Die Abdeckung der einzelnen Pfeiler erfolgt durch $0,_{56}$ bezw. $0,_{38}$ m starke Kappen, auf die sich wasserwärts eine kleine bis zur Höhe der Abdeckplatte reichende Stirnmauer aufsetzt. Die Rückenseite der Quaimauer ist zwischen den Pfeilern durch einen $0,_{44}$ m (2 Stein) starken und $1,_{26}$ m breiten Gurtbogen, und weiter aufwärts durch eine $0,_{14}$ m starke vertical stehende Kappe geschlossen. Letztere ist sodann mit der Hauptkappe durch eine kuppelförmige Stichkappe verbunden. Die Abdeckung der Kappen besteht aus einer abgepflasterten Sandschicht von $0,_{50}$ bezw. $0,_{65}$ m Stärke für das hohe bezw. niedrige Profil.

In Abständen von 5 zu 5 Pfeilern wurden schliefslich noch, theils aus Rücksicht auf die leichtere Ausführung, theils auch aus Stabilitätsrücksichten bei etwaigem ungleichmäfsigen Setzen der Fundirung durch die Einschaltung von kleinen Zwischenwänden Gruppenpfeiler gebildet.

Die aus Flufssand bestehende Hinterfüllung der Quaimauer ist nach 1 : 2, etwas flacher als nach dem natürlicken Böschungswinkel geschüttet. Sie schneidet an $-3,_{50}$ m A. P. an der vordersten Zange des Rostes und an $+0,_{95}$ m bezw. $0,_{36}$ m in den hinteren abschliefsenden Gurtbogen ein. Es ist danach der auf die Quaimauer wirkende Erddruck auf einen aliquoten Theil, nämlich den auf die Pfeiler in deren voller Höhe, sowie auf den auf die hintere Kappe in einer Höhe, von $+0,_{95}$ m bezw. $0,_{36}$ m bis an $+4,_{30}$ m resp. $3,_{40}$ m A. P. resultirenden Druck des qualitativ guten Hinterfüllungsmaterials beschränkt.

Anfänglich war die Abböschung des letzteren nach einem flacheren Winkel, nämlich nach $1 : 1\frac{1}{4}$ projectirt, und wäre in diesem Falle der seitliche Erddruck, da die Böschung alsdann noch innerhalb der Qaimauerbreite in die Terrainordinate eingeschnitten hätte, und die Anordnung der hinten abschliefsenden Kappe überflüssig geworden wäre, auf den auf die Pfeiler selbst entfallenden Bruchtheil beschränkt geblieben. Mit Rücksicht auf die schlechte Beschaffenheit des Untergrundes und die hierdurch gebotene sorgfältige Sicherung der Hafensohle gegen Auftrieb entschlofs man sich später zu der flacheren Böschung. Letztere erhielt sodann noch streckenweise eine weitere Befestigung durch eine schwache abgepflasterte Faschinenlage, sowie auch durch die Belastung des Böschungsfufses mittelst einer Schüttung von Basaltkrotzen, behufs deren Aufnahme vorher ein in der Sohle rot. 5 m breites Prisma bis an $7,_{00}$ m A. P. ausgebaggert und durch Sand ersetzt worden war.

Das Mauerwerk selbst ist von $3,_{50}$ m bis an $-0,_{30}$ m in deutschen Ziegeln grofsen Formats, von da an aufwärts in Waalklinkern ausgeführt. Der Mörtel besteht bis an

*) Besondere Schwierigkeiten und Zwischenfälle während der Bauausführung gaben zu einer theilweisen Modification des ursprünglichen Profils namentlich für die Querseite des Entrepothafens Veranlassung. Selbige werden an späterer Stelle besprochen.

Digitized by Google

± 0 A. P. aus 5 Theilen Muschelkalk und 3 Theilen Trafs, über ± 0 A. P. aus verlängertem Trafsmörtel: 3 Theilen Doornik'schem Kalk, 2 Theilen Trafs und 1 Theil Sand. Die Gewölbe sind aus Cementstein resp. Betonmasse aus der Lindo'schen Fabrik zu Delft hergestellt. Das Mischungsverhältnifs derselben setzt sich aus 1 Theil Biberacher Cement (Dyckerhoff u. Söhne) und 5 Theilen Flufsgrand (Lek- resp. Rhein-Kies) zusammen.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauern am Entrepot- und den anschliefsenden Theilen des Binnenhafens.

1. Niedriges Profil.

(Höhenlage der Abdeckplatte +3,50 m A. P., des Fundirungsrostes −3,20 m A. P., der Hafensohle −6,00 A. P., Länge der Grundpfähle 20 − 3,5 = 16,5 m).

Pro Axe von 5,32 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 16,5 m lang	99 · 16,5 = m 643,5	2,21	—	1422,14	—	Auf 5 Axen, also auf 5 · 5,32 m Länge erwächst für die Gruppenpfeiler einschliefslich des Zuschusses an Fundirungspfählen ein Massen- bezw. Kostenzuschlag von 2,00 cbm Tannenholz und 33,00 cbm Mauerwerk bezw. 1207 ℳ d. i. pro lfd. m 45,38 ℳ Das Mehrgewicht ist durch die vermehrte Anzahl von Grundpfählen als compensirt zu erachten.
desgl. à 14,0 m lang	3 · 14 = m 42,0	2,21	—	92,82	—	
Rostschwellen und Bohlen	cbm 7,43	76,50	—	568,40	—	
Ziegelmauerwerk, deutsche Ziegel in fettem hydraulischen Mörtel	„ 27,75	29,75	1800	825,56	49950	
Ziegelmauerwerk in Waalklinkern	„ 18,00	34,00	1800	632,40	33480	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 5,30	37,40	1880	198,22	9540	
Betonmauerwerk	„ 27,00	35,70	2250	963,90	60750	
Haustein	„ 0,96	119,0	2700	114,24	2592	
Basaltschüttung	„ 16,00	13,60	2500	217,60	—	
Sandabdeckung über den Gewölben	„ 32,00	1,70	2000	54,40	64000	
Abgepflasterte Böschung	qm 35,00	2,72	—	95,20	—	
	Auf 5,32 m Länge in Summa			5184,38	220312	

Mithin pro lfd. m 974,62 + 45,38 = 1020,00 ℳ

Belastung jedes der 39 tragenden Grundpfähle {5650, 5510, 5080, 3880} kg bei einem Wasserstande von {−3,50 A. P., −1,00 „, +1,00 „, +3,00 „}

Bei einer Gesammtgrundfläche von 41,5 qm pro Axe ergiebt sich demnach die Belastungsfläche pro Pfahl zu 41,5/39 = 1,06 qm. Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2060 kg, 3090 „, 3605 „}

2. Hohes Profil.

(Höhenlage der Abdeckplatte +4,20 m A. P.; des Fundirungsrostes −3,50 m A. P., Länge der Grundpfähle 20,00 − 3,50 = 16,50 m.)

Pro Axe von 5,32 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 26,5 m lang	43 · 16,5 = m 709,5	2,21	—	1568,00	—	Auf 5 Axen, mithin auf 5 · 5,32 = 26,60 m erwächst für die Gruppenpfeiler einschliefslich des Zuschusses an Fundirungspfählen ein Massen- resp. Kostenzuschufs von 2,60 cbm Tannenholz und 42,50 cbm Mauerwerk bezw. 1519,60 ℳ, d. i. pro lfd. m 57,14 ℳ
desgl. à 14,0 m lang	3 · 14,0 = m 42,0	2,21	—	92,82	—	
Rostschwellen und Bohlen	cbm 8,40	76,50	—	642,60	—	
Ziegelmauerwerk, deutsche Ziegel in fettem hydraulischen Mörtel	„ 32,00	29,75	1800	952,00	57600	
Ziegelmauerwerk in Waalklinkern	„ 28,00	34,00	1800	952,00	50400	
Gewölbemauerwerk	„ 5,80	37,40	1800	216,92	10440	
Betonmauerwerk	„ 30,00	35,70	2250	1071	67500	
Haustein	„ 0,96	119,0	2700	114,24	2592	
Basaltschüttung	„ 16,00	15,00	2500	217,60	—	
Sandbettung über den Gewölben	„ 36,00	1,70	2000	61,20	72000	
Abgepflasterte Böschung	qm 41,50	2,72	—	112,88	—	
	Auf 5,32 m Länge in Summa			6001,26	260532	

Mithin pro lfd. m 1128,06 + 57,14 = 1185,20 ℳ

Belastung jedes der 43 tragenden Grundpfähle {6060, 5920, 5630, 4900} kg bei einem Wasserstande von {−3,50 A. P., −1,00 „, +1,00 „, +3,00 „}

Bei einer Gesammtgrundfläche von 48 qm pro Axe ergiebt sich danach die Belastungsfläche pro Pfahl zu 48/43 = 1,12 qm. Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2240 kg, 3360 „, 3920 „}

II. Quaimauer der Staatsbahn an der Südwestseite des Staatsbahnhafens.

Abgesehen von der localen Zugehörigkeit ist eine Mittheilung des Profils der Quaimauer der Staatsbahn (Fig. 13, 14 auf Bl. 64) auch deshalb von Interesse, weil dasselbe zu einer weiteren Gruppe von Profilen Veranlassung bot, bei denen versucht werden sollte, die Eigenthümlichkeiten und Vortheile des vorbeschriebenen Profils des Entrepothafens mit denen des Staatsbahnquais zu vereinigen.

Die Sohle des Staatsbahnhafens liegt an −5,00 m A. P., demnach um 1 m höher als diejenige des Binnen- sowie des Entrepothafens. Der wesentlichste Unterschied der Quai-

Digitized by Google

mauer der Staatsbahn gegen das vorbehandelte Profil besteht nun darin, dafs selbige einmal eine Vollmauer ist, die den vollen Erddruck des Hinterfüllungsmaterials aufzunehmen hat, dafs sodann vermittelst der Verbreiterung des Rostes und des Fundirungsbettes die Verticalcomponenten von einem Theile des Hinterfüllungsbodens für die Stabilität der Mauer nutzbar gemacht werden sind.

Behufs Herstellung der Fundirung wurde zunächst die Baugrube der Quaimauer von der Sohlentiefe des Hafens an — 5,00 m A. P. bis nach — 6,70 m A. P. abfallend, auf 11,50 m Breite, und zwar im Trocknen, ausgehoben.

Es wurden sodann in banquettförmigen Absätzen bis an — 2,50 m A. P, in med. 0,50 m starke Sinkstücke eingebracht und durch selbige die Grundpfähle durchgeschlagen. Letztere sind in Querreihen von 1 m Axenabstand angeordnet, deren jede 5 Pfähle enthält, welche durch 30/30 cm starke kieferne Querschwellen verbunden sind. Ebensoviele 30/22 cm starke eichne Längszangen bilden den Längsverband, zwischen letzteren befindet sich der aus 10 cm starken kiefernen Bohlen bestehende Belag.

Das aufgehende Mauerwerk, welches an der Basis eine Stärke von 2,50 m und in der Krone eine solche von 2,25 m erhält, ist hinten nach 1 : 8 geradlinig und vorn nach einer Kreislinie von 25 m Radius aufgeböscht. Die beiden vordern Felder des i. s. 5,50 m breiten Rostes sind auf die Anlagebreite der Quaimauer von 2,50 m etwas enger als die hinteren, zur Aufnahme des Hinterfüllungsbodens dienenden angeordnet.

Als Material der Quaimauer waren ursprünglich Klinker in Aussicht genommen; in der Ausführung wurden indessen Basalte verwendet. Die Abdeckplatte liegt an + 3,60 m A. P., und ermittelt sich danach die Belastung jedes Pfahls aus dem blofsen Eigengewicht des Mauerwerks resp. des Hinterfüllungsmaterials bei einer Ausführung in Klinkern zu 10850 kg, und einer solchen in Basalt zu 13670 kg.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer am Südwestquai des Staatsbahnhafens.
(Höhenlage der Abdeckplatte + 3,60 m A. P., des Fundirungsrostes —2,50 A. P., der Hafensohle —5,00 A. P., Länge der Grundpfähle 20 — 2,5 = 17,50 m.)

Per laufenden Meter waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit	Gewicht pro Einheit	Preis in Summa	Gewicht in Summa	Bemerkungen.
		ℳ	kg	ℳ	kg	
Grundpfähle	à 17,5 m lang, 5 · 17,5 = m 87,5	2,21	—	193,38	—	Die Länge der Grundpfähle beträgt hierselbst thatsächlich 18 m; behufs eines gleichwerthigen Vergleichs mit den Quaimauern der Rotterdamer Handelsvereinigung ist nebenstehend die Länge derselben zu 17,5 m angenommen worden.
Faschinen	cbm 29	4,25	—	123,25	—	
Tannenholz für die Fundirung	„ 1	76,50	—	76,50	—	
Eichenholz	„ 0,38	153,00	—	58,14	—	
Basaltsäulen	„ 13,40	34,00	3000	455,60	40200	
Haustein für die Abdeckplatten	„ 0,21	119,00	2700	24,99	567	
Basaltschüttung	„ 6,00	13,60	2500	81,60	—	
Hinterfüllungsmaterial auf dem Rost, Thonboden	„ 15,00	0,85	1600	12,75	24000	
desgl. Sandschüttung	„ 1,80	1,70	2000	3,06	3600	
	Pro 1 lfd. m in Summa			1029,27	68367	

Belastung jedes der 5 Grundpfähle {13673, 11800, 9880, 8080} kg bei einem Wasserstande von {— 2,50 m A. P., — 1,00 „ „, + 1,00 „ „, + 3,00 „ „}

Bei einer Gesammtgrundfläche der Quaimauer pro 1 lfd. m von 4,10 qm ergiebt sich die Belastungsfläche eines Pfahls zu 4,40/5 = 0,88 qm

Mithin beträgt die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {1700 kg, 2640 „, 3080 „}

III. Versuchsprofile auf der 40 m langen Endstrecke des Binnenhafens.

Um bei den wesentlichen Eigenthümlichkeiten und Verschiedenheiten der beiden vorbehandelten Profile ein endgültiges Urtheil über die Vorzüge derselben bezw. eines aus beiden combinirten Profils zu gewinnen, entschlofs sich die Rotterdamer Handelsvereinigung vor der weiteren Ausführung ihrer Quaimauern zu dem Ausbau einer Versuchsstrecke. Man wählte hierzu die 40 m lange Endstrecke an dem Nordostquai des Binnenhafens. Etwaige Fehlbauten konnten hier um so weniger in's Gewicht fallen, als diese Strecke voraussichtlich ausschliefslich für den Verkehr kleinerer Fahrzeuge benutzbar bleibt. Während nun der Unterbau resp. die Fundirung auf der qu. Strecke durchgehends gleich durchgeführt wurde, ist der Ueberbau nach 5 bezw. 6 verschiedenen, mehr oder weniger hinsichtlich ihrer „Massivität" aufgelösten Profilen construirt. (Vergl. Fig. 1—6, Bl. 65).

Die Fundirung zunächst anlangend, so ist diese folgende: Pfahlreihen, jede zu 7 Pfählen, bilden den Grundbau. In der Richtung des Längenschnitts der Quaimauer sind selbige durch 0,30 à 0,30 m starke Schwellen verbunden. Ueber letzteren befindet sich ein Rost von 5 cm Stärke mit zwischenliegenden in Abständen von 1,33 m angeordneten Querschwellen von 0,20 à 0,12 m Stärke.

Die Oberkante des Rostes befindet sich an — 1,00 A. P., in Höhe des niedrigsten Ebbestandes.

Quer über den vorderen Theil des Rostes ist schliefslich noch eine 0,12 à 0,20 m starke Zange gestreckt.

Die nahezu auf die volle Tiefe des Querschnitts unter dem Rost nach 1 : 2 sich fortsetzende Böschung des Terrains hat im oberen Theile eine Abdeckung durch Schutt und Packwerk, im unteren eine solche durch ein Basaltrevetement erhalten. Um die über der Böschung, namentlich in den vorderen Pfahlreihen zum gröfseren Theil frei-

Digitized by Google

stehenden Pfähle gegen Durchbiegen wirksam zu sichern, sind selbige sowohl nach der Richtung des Quer- wie des Längenschnitts durch Zangen aus Rundholz, welche auf der Böschung in steigender bezw. in horizontaler Richtung angeordnet sind, verbunden. Aufserdem verbindet noch eine von der Vorderfront in absteigender Richtung angeordnete Zange aus vollem Rundholz die drei ersten in jeder Querschnittsaxe befindlichen Pfähle. Der Anschlufs der Zangen an die Pfähle resp. der Verband derselben unter einander erfolgte überall vermittelst eiserner Bügel und Bolzen. Der Längsverband des Pfahlrostes wird schliefslich noch in der Ansichtsfläche der ersten Pfahlreihe durch schräg gestellte von rechts nach links hin steigende Diagonalen aus Halbholz gesichert.

Die auf die gesammte Länge der 40 m langen Probestrecke gleichmäfsig ausgeführte Uebermauerung des Pfahlrostes besteht aus einer Ziegelschicht, welche in dem vorderen 4,00 m breiten Streifen 0,48 m und in dem hinteren 3,00 m breiten Streifen 0,18 m stark ist.

Auf diesem für sämmtliche Profile gleichen Unterbau befinden sich nachstehend kurz erörterte verschieden ausgebildete Profile des aufgehenden Mauerwerks.

a) Die beiden als Flügel resp. Widerlager der Probestrecke zu charakterisirenden Enden zeigen im Grundrifs einen 4 m langen und ebenso breiten, durch 6 Hohlräume aufgelösten Mauerkörper. Front- und Rückenmauer haben in ihrem aufgehenden Theile eine Stärke von 1½ Stein = 0,38 m; die mit den Axen der Pfahljoche zusammenfallenden Querzwischenwände haben eine gleiche Stärke, indessen die Längszwischenwand eine solche von 1 Stein = 0,25 m erhalten hat. In einer Kämpferhöhe von + 2,00 m, resp. Scheitelhöhe von + 2,10 m A. P. sind die Hohlräume bis an + 2,25 m A. P. durch Kappen aus Cementgufs abgedeckt, nachdem zuvor die Hohlräume bis an + 1,00 m A. P. eine Ausfüllung durch Hinterfüllungsmaterial erhalten hatten. Die weitere Auffüllung bis an + 3,50 m A. P. wird durch eine kleine zum Theil auf dem Gewölbe aufgesattelte Frontmauer gestützt.

b) An diese Flügel lehnt sich demnächst unter Belassung einer 0,38 m starken Widerlagswand jeseitig ein aus Ziegeln gemauertes Gewölbe von 3 m lichter Spannweite. Während die Gewölbe wasserwärts offen sind, sind selbige landwärts durch gerade, 0,44 m starke Wände geschlossen.

c) Anschliefsend hieran folgte auf jeder Seite je ein durch einen 1,00 m starken Zwischenpfeiler von vorbeschriebenem getrenntes Gewölbe von gleicher Spannweite, jedoch in Cementgufsausführung.

d) Demnächst folgen unter Belassung 1,32 m starker Mittelpfeiler jeseitig ein Gewölbe von 4 m lichter Spannweite in Cementgufs, — hiervon eines mit gekrümmter, das andere mit gerader und durch einen Strebepfeiler wasserwärts ausgesteifter Rückenwand.

e) Das mittelste Gewölbe, welches gleichfalls 4 m lichte Spannweite hat, ist in Ziegeln gemauert, im Uebrigen dem sub d) beschriebenen analog. Die Rückenwand ist gleichfalls gekrümmt, indessen ein vorderer Abschlufs wie auch bei den sub b) bis d) beschriebenen bis auf die Stirnen der Pfeiler fehlt.

In sämmtlichen Profilen sind für die unteren Schichten bis an + 0,20 A. P. Ziegel deutschen Formats (24 à 12 à 6 cm), für die oberen Waalklinker (22 à 11 à 5,5 cm) verwendet. Der Mörtel besteht durchgehends aus 5 Theilen Doerniker Kalk und 3 Theilen Trafs.

Der Untergrund bestand hierselbst meist aus Sand und zwar unter — 4 m A. P. aus feinem Triebsand, der das Eintreiben der 16 bis 19 m langen Pfähle erheblich erschwerte.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer auf der 40 m langen Versuchsstrecke am Ende des Binnenhafens.

(Höhenlage der Abdeckplatte + 3,50 m A. P., des Fundirungsrostes — 1,00 m A. P., Hafensohle — 6,00 m A. P., Länge der Grundpfähle 20 — 1 — 19 m.)

Auf der vollen Länge der Versuchsstrecke von 40 m waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit	Gewicht pro Einheit	Preis in Summa	Gewicht in Summa	Bemerkungen.
		M	kg	M	kg	
Grundpfähle à 19 m lang	217 · 19 — m 4123	2,21	—	9111,83	—	
Tannen-Rundholz	m 397	1,87	—	742,39	—	
Geschnittenes Tannenholz für die Fundirung	cbm 34,43	76,50	—	2633,81	—	
Schmiedeeisen I. Qualität	kg 3084	0,595	—	1834,98	—	
Ziegelmauerwerk aus deutschen Steinen in fettem hydraulischen Mörtel	cbm 155,64	29,75	1800	4630,29	280152	
desgl. in Waalklinkern	„ 116,54	34,00	1800	3962,36	209772	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 25,08	37,40	1800	937,99	45144	
Betonmauerwerk	„ 63,47	35,70	2250	2265,88	142807	
Gufseiserne Abdeckplatten	kg 3600	0,204	—	734,40	3600	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	cbm 50	5,10	—	255,00	—	
Sand desgl.	„ 105	1,70	2000	178,50	210000	
Hinterfüllungsmaterial auf der hinteren Abtheilung des Rostes	„ 520	0,85	1600	442,00	832000	
Steinschüttung	„ 120	13,60	—	1632,00	—	
	Auf 40 m Länge in Summa			29361,45	1723475	

Mithin pro lfd. m Länge 743,04 M

Belastung jedes der 217 tragenden Grundpfähle {7940, 6320, 4820} kg bei einem Wasserstande von {— 1,00 A. P., + 1,00 „, + 3,06 „}

Bei einer Gesammtdruckfläche von 280 qm ergiebt sich danach die Belastungsfläche pro Pfahl zu 280/217 = 1,29 qm.
Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl:

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2580 kg, 3870 „, 4515 „}

Digitized by Google

Die besonderen Eigenthümlichkeiten und Vorzüge der sub III behandelten Profile lassen sich danach wie folgt zusammenfassen:

1) Reduction der Mauermassen durch Auflösen des massiven Ueberbaues.

2) Entlastung der Fundirungsvorderkante durch Lösung der ad 1) gestellten Bedingung und Belastung der Fundirungshinterkante durch Verbreiterung des Fundirungsrostes und Beschüttung des hinteren Theiles mit Hinterfüllungsmaterial.

3) Verringerung des Horizontalschubs der Hinterfüllungserde und somit Erzielung möglichst verticaler Belastungsresultanten durch die Beibehaitung der Erdböschung unter einem Theil der Fundirung. Der verbleibende Theil des Horizontalschubs des Erdreichs, welches zudem über dem hintern Theile des Fundirungsrostes aus gutem Hinter- resp. Auffüllungsmaterial gebildet ist, wird ausreichend durch die 4 m langen Pfeiler der Gewölbe aufgenommen.

Von der auf 280 qm sich berechnenden Grundfläche der Fundirung kommt hierselbst auf jeden der 217 Grundpfähle eine Belastungsfläche von $1,_{29}$ qm.

Die Belastung der Pfähle durch Eigengewicht bei den verschiedenen Wasserständen, sowie durch die zusätzliche mobile Belastung ist in der Zusammenstellung auf voriger Seite ermitteit.

IV. Quaimauer an der Nordostseite des Eisenbahnhafens und auf kürzerer Strecke des Königshafens.

Hierbei beträgt der Abstand der einzelnen Pfahljoche wie auf der Probestrecke pro 3 Joche $4,_{00}$ m, und zwar $2 \cdot 1,_{40} + 1 \cdot 1,_{20}$ m, und besteht jedes aus 11, für die ersten 7 Theilungen in Abständen von $0,_{95}$ m, für die letzten 3 in Abständen von $1,_{25}$ m angeordneten Pfählen (vergl. Fig. 7—13, Bl. 65), während auf jener nur 7 Pfähle in Abständen von $1,_{0}$ bis $1,_{5}$ m pro Joch vorgesehen waren.

Es konnte in Folge dessen der Auslauf der nach 2 : 1 angelegten Böschung des Hinterfüllungsmaterials resp. des Erdreichs bis in die Front der Quaimauer zurücktreten.

Abgesehen von den gröfseren Dimensionen, sowie auch von der andern Anordnung der Grundschwellen, welche hierselbst nicht der Längsrichtung, sondern der Querrichtung der Quaimauer nach verlegt sind, und somit eine Längsanordnung des den Rest bildenden Bohlenbelags bedingen, ist die Construction des Unterbaues die gleiche wie bei den sub III beschriebenen Profilen.

Das Profil des aufgehenden Mauerwerks war anfänglich wie bei dem Profil b der Versuchsstrecke beabsichtigt. Aus Ziegeln gemauerte Gewölbe von 3 m Lichtweite und 4 m Axenstellung, nur, der verbreiterten Fundirung entsprechend, von gröfserer Tiefe, sollten den Ueberbau bilden. Der Querschnitt der Pfeiler verjüngte sich hierbei von einer Anlagestärke von $1,_{70}$ m an $-0,_{50}$ m A. P. bis zu $1,_{00}$ m Stärke in Höbe von ± 0 A. P., um von hier aus in letzterer Stärke hochzugehen. Die Stellung der Pfeileraxe war indessen nicht wie auf der Probestrecke mit der Axe eines Pfahljochs zusammenfallend projectirt, vielmehr hatte man, der Verbreiterung des Pfeilerfufses entsprechend, selbige symmetrisch über zwei Pfahljoche vertheilt. Dieselben waren zu diesem Zwecke etwas näher, nämlich zu $1,_{20}$ m Axenabstand zusammengerückt worden.

Das Profil der Quaimauer am Königshafen (cfr. Blatt 65 Fig. 11—13), welche zuerst von beiden zur Ausführung gelangte, zeigt bis auf eine zu Schlufs dieses Capitels erwähnte und nachträglich daselbst für die Art der Abdeckung beschlossene Aenderung vorbeschriebene Anordnung.

Für die nordöstliche Quaimauer des Eisenbahnhafens, welche noch nicht über die Fundirung hinaus gediehen war, entschied man sich indessen für ein anderes Profil des Unterbaues.

Eine inzwischen am Eisenbahnhafen erfolgte Erdrutschung hatte nämlich ergeben, dafs der Untergrund noch weniger tragfähig war, als man bereits auf Grund der vielfachen Bohrungen für diese Stelle auf Feyenoord angenommen hatte. Es erschien danach die Anordnung von gröfseren, zumal gemauerten, Gewölben, die bei einem geringsten ungleichmäfsigen Setzen der Fundirung leicht hätten zerstört werden können, unzweckmäfsig. Das Profil wurde nunmehr dem an den Enden, den Flügeln resp. Widerlagern der Probestrecke zur Ausführung gelangten angepafst. Ueber den Pfahljochen befinden sich Pfeiler von $1^1/_2$ Stein Stärke, welche wasserwärts in eine unten $3^1/_2$ Stein, oben $2^1/_2$ Stein starke Frontmauer eingreifen und landwärts gleichfalls durch schwach gebogene 2 Stein starke Futterkappen geschlossen sind. Aufserdem verbinden noch 1 Stein starke, der Längenrichtung nach angeordnete und bis $+ 1,_{50}$ m A. P. hochgeführte Zwischenwände die Pfeiler. Um für den Fall eines etwaigen Durchbruchs der das Baubassin des Eisenbahnhafens gegen die Maas resp. den Königshafen abschliefsenden Dämme die noch unfertige Quaimauer gegen einen eventuellen Auftrieb des Wassers zu schützen, setzte man in die $0,_{30}$ m starke Fundamentsohle kleine Thonrohre ein, welche später, vor der Ausfüllung der Fache mit Hinterfüllungsmaterial mittelst Fliesen zugedeckt wurden. Letztere Ausfüllung reicht bis an $+ 1,_{00}$ m A. P., und sind in dieser Höhe zur dauernden Ermöglichung eines Wasser-Ein- resp. Austritts bei höheren Wasserständen gleichfalls kleine Oeffnungen in den Querwänden belassen.

Der Eintritt des Wassers erfolgt von den für die Montage von Krahnen belassenen Hohlräumen aus. Die Abdeckung der einzelnen (von Axe zu Axe gerechnet) $1,_{40}$ resp. $1,_{20}$ m breiten Gefache ist vermittelst $0,_{25}$ m starker Cementgufsstücke in einer Kämpfer- resp. Leibungsscheitelhöhe von $+ 2,_{51}$ m resp. $+ 2,_{56}$ m A. P. erfolgt. Ein Setzen der Fundirung kann, bei der gleichmäfsigen Druckübertragung auf sämmtliche Fache, nur mehr gleichmäfsig erfolgen und wären jedenfalls eventuelle trotzdem vorkommende ungleichmäfsige Versackungen leichter wie bei gemauerten Gewölben zu beseitigen.

Gleichzeitig mit der Ausführung der Quaimauer wurden in Abständen von 4 zu 4 m auf dem hintern Ende des Rostes Brunnen von konischer Form aufgemauert um demnächst mit Sand gefüllt, um als Fundamente für die Bindersäulen der daselbst aufzuführenden Ladeschuppen zu dienen.

Bezüglich der am Königshafen belegenen Quaimauer ist noch die Bemerkung nachzutragen, dafs man nach bereits erfolgter Fertigstellung der in Axen von 4 m aufgeführten Pfeiler, zur Vermeidung gröfserer Gewölbe, über dem mittleren Pfahljoch noch eine Reihe von gufseisernen Säulen, und zwar deren drei, anordnete. Dieselben wurden sodann untereinander, sowie mit der hinteren Futtermauer durch

Digitized by Google

einen I-Träger verbunden, welcher als Kappenträger zu dienen hatte. Die somit auf die halbe Spannweite reducirten Gewölbe konnten nunmehr, wie bei der vorbesprochenen Quaimauer des Eisenbahnhafens, aus Cementgufsstücken hergestellt werden.

Während die Rückenfläche gleichfalls und zwar durch eine 2 Stein starke flache Kappe geschlossen worden ist, wurde die Front der Quaimauer zwischen den Pfeilern offen belassen.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer an der Nordostseite des Eisenbahnhafens und auf kürzerer Strecke des Königshafens.

(Höhenlage der Abdeckplatte +3,50 m A. P., des Fundirungsrostes an —1,00 A. P., Länge der Grundpfähle 20—1=19 m.)

I. Ursprünglicher — nicht ausgeführter Entwurf: Kappen von 3 m Spannweite, Pfeiler von 1 m Stärke.

Pro Axe von 4 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit	Gewicht pro Einheit	Preis in Summa	Gewicht in Summa	Bemerkungen.
		ℳ	kg	ℳ	kg	
Grundpfähle a 19,00 m lang	33 · 19,00 = m 627	2,21	—	1385,67	—	
Tannenrundholz	m 56	1,87	—	104,72	—	
Schmiedeeisen	kg 409	0,595	—	243,30	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 4,71	76,5	—	360,32	—	
Aufgehendes Ziegelmauerwerk in deutschen Ziegeln und fettem hydraulischen Mörtel	„ 25,00	29,75	1800	743,75	45000	
desgl. in Waalklinkern	„ 11,50	34,00	1800	391,00	20700	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 12,00	37,40	1800	448,80	21600	
Hanstein	„ 0,72	119,00	2700	85,68	1944	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	„ 5,00	5,10	—	25,50	—	
Sandschüttung für die Abdeckung der Quaimauer	„ 14.00	1·70	2000	23,80	28000	
Thonboden für die Auffüllung des Rostes	„ 86,00	0,85	1600	73,10	137600	
	Auf 4 m Länge in Summa			388570	254844	

Mithin pro 1 lfd. m 971,42 ℳ

Belastung jedes der 33 tragenden Grundpfähle $\left\{\begin{matrix}7720\\6920\\5990\end{matrix}\right\}$ kg bei einem Wasserstande von $\left\{\begin{matrix}-1{,}00 \text{ A. P.}\\+1{,}50 \text{ „}\\+3{,}00 \text{ „}\end{matrix}\right.$

Bei einer Gesammtgrundfläche von 42 qm pro Axe ergiebt sich danach die Belastungsfläche pro Pfahl zu 42/33 = 1,28 qm

Mithin beträgt die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von $\left\{\begin{matrix}2000\\3000\\3500\end{matrix}\right\}$ kg pro qm $\left\{\begin{matrix}2560 \text{ kg}\\3840 \text{ „}\\4480 \text{ „}\end{matrix}\right.$

II. Profil am Königshafen: Fundirung wie ad I; Ueberbau mit verstärkter Rostübermauerung, gufseiserne Säulen, Zwischenstellung, Betonkappen, Frontmauer und gufseiserne Abdeckplatten.

Pro Axe von 4 m waren erforderlich:

Bemerkungen	Anzahl	Preis pro Einheit	Gewicht pro Einheit	Preis in Summa	Gewicht in Summa	Bemerkungen.
		ℳ	kg	ℳ	kg	
Grundpfähle à 19 m lang —	38 · 19 m = m 627	2.21	—	1385,67	—	
Tannenrundholz	m 56	1,87	—	104,72	—	
Schmiedeeisen	kg 409	0,595	—	243,36	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 4.71	76,50	—	360,32	—	
Aufgehendes Mauerwerk in deutschen Ziegeln und fettem hydraulischen Mörtel	„ 24,50	29,75	1800	728,88	44100	
desgl. in Waalklinkern	„ 16,00	34,00	1800	544,00	28800	
Gufseiserne Säulen	kg 570	0,204	—	116,28	570	
Walzeisen	„ 367	0.272	—	99,82	367	
Betonkappen	cbm 6.8	35,70	2250	242,76	15300	
Gufseiserne Abdeckplatten	kg 360	0,204	—	73,45	360	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	cbm 5,00	5,10	—	25,50	—	
Sandschüttung für die Abdeckung der Quaimauer	„ 11,22	1,70	2000	19,07	22440	
Thonboden für die Auffüllung des Rostes	„ 86,00	0,85	1600	73.10	137600	
	Auf 4 m Länge in Summa			4016,94	249537	

Mithin pro 1 lfd. 1004,23 ℳ

Belastung jedes der 33 tragenden Grundpfähle $\left\{\begin{matrix}7560\\6575\\5820\end{matrix}\right\}$ kg bei einem Wasserstande von $\left\{\begin{matrix}-1{,}00 \text{ A. P.}\\+1{,}00 \text{ „}\\+3{,}00 \text{ „}\end{matrix}\right.$

Die Belastungsfläche eines Pfahls beträgt wie ad I 1,28 qm und danach die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von $\left\{\begin{matrix}1000\\3000\\3500\end{matrix}\right\}$ kg pro qm $\left\{\begin{matrix}2560 \text{ kg}\\3840 \text{ „}\\4480 \text{ „}\end{matrix}\right.$

Digitized by Google

III. Profil am Staatsbahnhafen, ausgeführt auf rot. 1200 m Länge; Fundirung wie ad I; Ueberbau mit Front- und Quermauern. Pro Axe von 8 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg	Bemerkungen.
Grundpfähle à 19 m lang =	66 à 19 = m 1254	2,21	—	2771,34	—	Das Anfüllungsmaterial der Hohlräume (rot. 45 cbm thonhaltiger Boden à 1600 kg Gewicht = 72000 kg) erhöht die Belastung jedes der 66 tragenden Grundpfähle um 1090 kg.
Tannenrundholz	m 112	1,81	—	209,14	—	
Schmiedeeisen	kg 818	0,595	—	486,71	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 9,42	76,50	—	720,63	—	
Aufgehendes Mauerwerk in deutschen Ziegeln und fettem hydraulischen Mörtel	„ 43,35	29,50	1800	1289,65	78030	
desgl. in Waaklinkern	„ 42,59	34,00	1800	1448,06	76662	
Betonmauerwerk	„ 12,88	35,70	2250	459,82	28980	
Abdeckplatten aus Haustein	„ 1,44	119,00	2700	171,36	3888	
Schutt für die Abdeckung der Böschungen	„ 10	5,10	—	51,00	—	
Steinschüttung	„ 24	13,60	2500	326,40	—	
Sandschüttung zur Abdeckung der Gewölbe	„ 24,5	1,70	2000	41,65	49000	
Thonboden für die Auffüllung des Rostes	cbm 172,0	0,85	1600	146,20	275200	
	Auf 8 m Länge in Summa			8122,26	511760	

Mithin pro 1 lfd. m 1025,28 ℳ

Belastung jedes der 66 tragenden Grundpfähle {7750, 6050, 4770} kg bei einem Wasserstande von {— 1,00 A. P., + 1,00 „, + 3,00 „}

Die Belastungsfläche eines Pfahls beträgt wie ad I 1,48 qm und danach die zusätzliche Belastung eines Pfahls bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2560 kg, 3840 „, 4480 „}

V. Quaimauer an der Querseite des Entrepothafens.

Während der Ausführung der Quaimauern am Entrepothafen hatte eine Rutschung des ungefähr 85 m entfernten Eisenbahndammes der Staatsbahn (Bl. 66, Fig. 1) die Fundirung der parallel zu letzterem belegenen und in gleicher Weise wie bei den Langseiten durchgeführten Querseite in der Weise beschädigt, dafs die Aufführung des aufgehenden Mauerwerks auf dem verbogenen Roste nicht möglich erschien.

Der ursprüngliche Plan, die Fundirung in alter Form wieder herzustellen, mufste zufolge der Seitens der Staatsbahn vorgenommenen Nachschüttung des Eisenbahndammes aufgegeben werden. Man hätte in diesem Falle, da man alsdann die aufgeprefsten Erdmassen wieder hätte entfernen müssen, leicht die Gefahr einer weiteren Erdrutschung befördert.

Der Gedanke, eine neue nach demselben Profil ausgebildete Quaimauer vor die alte zu bauen, mufste, da selbige die schon auf das knappste bemessene Länge des Entrepotbassins um 10 m gekürzt hätte, gleichfalls als unzweckmäfsig aufgegeben werden.

Man entschied sich daher schliefslich dahin, in die alte Fundirung eine neue hineinzufügen. Das gewählte Profil wurde dem am Nordostquai des Eisenbahnhafens zur Ausführung gelangten und sub IV näher beschriebenen nachgebildet.

Die Construction desselben ist folgende: In dem alten Profil (cfr. Blatt 64) waren in Axenabständen von 5,33 m, entsprechend der Anordnung der Pfeiler, 4 Pfahlreihen à 10 Pfähle in Abständen von 0,56 m geschlagen, aufserdem aber noch in der Axe jeder Oeffnung eine Reihe von 4 Pfählen angeordnet worden.

Dementsprechend wurden nun in die nächst dieser Mittelreihe befindlichen Zwischenräume Doppeljoche aus zwei in Axenentfernungen von 0,52 m angeordneten Pfahlreihen à 11 Pfähle eingeschoben, und diese sodann mit einer Querschwelle versehen. Letztere erhielten zur Verbindung der zusammen gehörigen Pfahlreihen einen 0,88 m breiten Rost, ferner aber zur Erzielung einer durchgehenden Längsverbindung fünf durchlaufende über der 1., 3., 5., 7. und 11. Pfahlreihe angeordnete Zangen. Aufser diesen wurde schliefslich noch an der Aufsen- und Innenseite der vordersten Pfahlreihe ein nach dem Dreieckssystem angeordneter Längsverband eingeschoben.

Der Querverband wird an jedem Doppeljoch durch eine horizontale in Höhe von — 3,30 m A. P., sowie eine in der Böschung des abgeschachteten Bodens liegende aufsteigende Zange gebildet. Letztere befindet sich allemal zwischen je zwei ein Joch bildenden Pfahlreihen, und wurden mit diesen sodann noch kurze von Pfahl zu Pfahl reichende Stempel durch Bolzen verbunden.

Die Oberkante des Rostes liegt an — 1,00 m A. P., also 2,50 m höher als die des alten Profils. Die Länge der Pfähle mufste daher ebensoviel mehr als die in der ursprünglichen Construction betragen, und erreichte daher das aufsergewöhnliche Maafs von 20 m.

Das Eintreiben derselben in den durch die alte Construction bereits stark comprimirten Boden verursachte nicht unerhebliche Schwierigkeiten.

Der massive Ueberbau wurde hierüber wie folgt, angeordnet (cfr. Bl. 65, Fig. 14—16):

Jedes Doppeljoch erhielt eine Aufmauerung von 4 Stein Stärke (0,88 m). In Ermangelung eines durchgreifenden Rostes sind diese Pfeiler in geringer Höhe über dem Rost durch 1,39 bezw. 2,16 m weite Kappen und nur über den Längszangen durch niedrige 1 Stein starke Querwände verbunden.

Von 0,30 m A. P. aufwärts beträgt die Stärke der Pfeiler $2\frac{1}{2}$ Stein (0,55 m) und sind selbige über eine Länge von 6 m, in Höhe von + 2,30 m A. P. durch eine zweite Gruppe von Kappen aus Ziegeln verbunden.

Der Frontabschlufs der Quaimauer ist durch eine $1\frac{1}{2}$ Stein (0,33 m) starke, bis an + 3,50 m A. P. hochgeführte Mauer bewirkt, in der, behufs Ermöglichung eines freien Wassereintritts, kleine überwölbte Oeffnungen ausgespart sind.

Digitized by Google

Die aufgeprefste ehemalige Böschung war zuvor noch mit Flufssand nach 1 : 2 überschüttet und mit einer Lehm- und Schotterlage künstlich befestigt worden. Aufserdem hatte man in kürzeren Abtheilungen zuvor den Boden auf 3 m Breite bis an — $6_{,00}$ m A. P. ausgehoben und gleichfalls mit Sand ausgefüllt.

Innerhalb der Hohlräume der Mauer selbst wurde schliefslich noch eine vom Fufs der Frontmauer nach 1 : 2 ansteigende Sandschüttung angeordnet, um hierdurch in höchst zweckmäfsiger Weise eine nach dem Dreiecksgesetze zunehmende Ueberlastung der hinteren Pfahlreihen zu erzielen.

Die in dieser Weise nunmehr umgewandelte Quaimauer hat nach erfolgter Hinterfüllung bis an + $3_{,50}$ m A. P. sowie nach erfolgtem Aushub des Bassins bis an $4_{,00}$ m A. P. vorzüglich gehalten. Wiewohl der Eisenbahndamm inzwischen seine volle Höhe wieder erhalten hatte und selbiger hinterher andauernd noch geringe Versetzungen erfuhr, haben sich bei der Quaimauer auch vor dem Einlassen des Wassers keinerlei Verschiebungen mehr gezeigt.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer an der Querseite des Entrepothafens nach erfolgtem Umbau derselben.
(Höhenlage der Abdeckplatte + $3_{,50}$ m A. P.; des Fundirungsrostes — $1_{,00}$ A. P.; Hafensohle — $6_{,00}$ A. P.; Länge der Grundpfähle 20 — 1 = 19 m.)

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit	Gewicht pro Einheit	Preis in Summa	Gewicht in Summa	Bemerkungen.
		ℳ	kg	ℳ	kg	
Grundpfähle à 19 m lang	572 à 19 = m 10868	$2_{,21}$	—	$24018_{,28}$	—	
Tannenrundholz	m 715	$1_{,87}$	—	$1337_{,05}$	—	
Geschnittenes Tannenholz	cbm 6453	$76_{,5}$	—	$4936_{,63}$	—	
Schmiedeeisen I. Qualität	kg 1727	$0_{,595}$	—	$1027_{,56}$	—	
Aufgehendes Ziegelmauerwerk in Waalklinkern und fettem hydraulischen Mörtel	cbm 400	$34_{,00}$	1800	$13600_{,00}$	720000	
Gewölbemauerwerk wie vor	„ 366	$37_{,40}$	1800	$13688_{,40}$	658800	
Haustein	„ $13_{,30}$	$119_{,00}$	2700	$1582_{,70}$	35910	
Steinschüttung	„ 200	$13_{,60}$	2500	$2720_{,00}$	—	
Sandschüttung	„ 300	$1_{,70}$	2000	$510_{,00}$	600000	
Thonbekleidung auf der Böschung	„ 360	$0_{,85}$	1600	$306_{,00}$	576000	
Hinterfüllungsmaterial	„ 1080	$0_{,85}$	1600	$918_{,00}$	728000	
	Auf $65_{,7}$ m Länge in Summa			$64644_{,62}$	4318710	

Mithin pro 1 lfd. m $984_{,09}$ ℳ

Belastung jedes der 572 tragenden Grundpfähle {7550, 6630, 6340} kg bei einem Wasserstande von {— $1_{,00}$ A. P., + $1_{,00}$ „, + $3_{,00}$ „}

Bei einer Gesammtgrundfläche der Quaimauer von 705 qm ergiebt sich danach die Belastungsfläche eines Pfahls zu 703/572 = $1_{,23}$ qm. Mithin beträgt die zusätzliche Belastung eines Pfahls

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2460 kg, 3690 „, 4305 „}

VI. Quaimauer am linken Ufer des Königshafens behufs Anschlusses an die über den Eisenbahn- und Binnenhafen führenden Brücken.

Der Anschlufs an die über den Eisenbahnhafen führende Drehbrücke wurde gleichzeitig mit der Ausführung der Quaimauern des Eisenbahnhafens im Trocknen hergestellt. Das Profil ist dem der letzteren nachgebildet, nur wurde hier, da daselbst keine Schiffe löschen, oder laden sollen, die Böschung des gleichfalls mit Senksteinen befestigten Fufses flacher gehalten. Die Fundirung ist 5 m breit und wird durch Joche à 5 Pfähle, welche in $1_{,333}$ m Axenabstand angeordnet sind, gebildet. Die auf diesem Rost aufgesattelte Vollmauer hat einen Querschnitt von $2_{,35}$ m Anlags- und $1_{,65}$ m Auslaufsbreite.

Zur Vermeidung etwaiger durch ungleichmäfsiges Setzen der beiden Constructionen bedingten Gefährdungen wurde die Quaimauer nicht in das Mauerwerk der Landpfeiler der Drehbrücke eingebunden, vielmehr stumpf an selbiges angeschlossen.

Abgesehen von einigen ganz unbedeutenden Rissen, welche wahrscheinlich durch die ungleichmäfsige Durchbiegung des Rostes veranlafst wurden, hat diese Quaimauer allen Voraussetzungen an ihre Stabilität bestens entsprochen.

Der Anschlufs an die Widerlager der über die Einfahrt des Binnenhafens führenden Klappbrücke erfolgte unter wesentlich andern Verhältnissen. Da der Königshafen inzwischen bereits mit der Maas communicirte, so mufste der Bau des qu. Anschlufsstückes, der gleichzeitig mit der Anlage des zum Abschlufs der Baugrube des Binnenhafens angelegten Fangedammes erfolgte, in kleinern Partien ausgeführt werden.

Aus diesen Gründen konnte auch der Boden nicht bis zu einer Tiefe von — 4 m A. P., sondern nur bis an — 2 m A. P. ausgeschachtet werden. Dementsprechend war ferner der Quer- und Längsverband der Fundirung in wesentlich andrer Weise wie bisher zu bewirken.

Die Construction des gewählten Profils anlangend, so ist selbiges dem an dem Nordostquai des Eisenbahnhafens zur Ausführung gelangten (cfr. ad IV) ähnlich. Es besteht aus einem hohlen Mauerkörper auf stark verbreitertem Roste, und charakterisirt sich selbiges danach gleichfalls als ein aus den Typen der Staatsbahn und der Handelsvereinigung combinirtes Mittelprofil. Joche von 11 m Länge, jedes aus 9 Pfählen gebildet, sind in Axenentfernungen von $2_{,0}$ m angeordnet. Mit Rücksicht auf die bessere Beschaffenheit des Untergrundes glaubte man sich hierselbst mit 9 Pfählen pro Joch anstatt der correspondirenden 11 des Eisenbahnhafens begnügen zu können. Zwischen diesen Jochen wurden sodann noch Reihen jede zu 4 Pfählen angeordnet. — Während die Pfähle der Hauptjoche die Querschwellen aufnehmen, fallen die Pfähle der zwischenliegenden Reihen mit den Längszangen zusammen.

Digitized by Google

Die Pfähle der vordersten Reihe sind durch eine Doppelzange in Höhe von $-1,_{80}$ m A. P. unter einander verbunden, gegen die sich landseits eine bis an $-7,_{00}$ m hinabreichende Spundwand anlehnt. Gegen letztere stützt sich, von $-3,_{10}$ m A. P. an aufsteigend, der nach 1 : 2 abgegrabene Erdkörper. Vor der Quaimauer wurde später der Boden ausgebaggert und der Fufs nächstdem mit Basalten nach $1:1^1/_2$ befestigt. Hinter der dritten Pfahlreihe wurden sodann Zangen aus Rundholz in Höhe der Böschung eingelegt und selbige als Stützpunkt für die zur Aussteifung der Querschwellen zwischen der dritten und vierten Pfahlreihe angeordneten Streben benutzt. Gleichfalls wurden an diese Zangen die Köpfe der ersten Pfahlreihe vermittelst eiserner Zugbänder angeschlossen.

Die Schwierigkeit der Befestigung der Querschwellen auf den Köpfen der Pfähle gab hierselbst für die Pfähle der ersten 3 Längsreihen zu der Anwendung von gufseisernen Pfahlkappen Veranlassung. Selbige umfassen den Pfahl auf rot. $0,_{15}$ m Höhe und haben eine ovale Kopfplatte von $0,_{35}$ bezw. $0,_{45}$ m Durchmesser.

Bolzenlöcher, die in selbigen ausgespart sind, ermöglichen das Durchziehen von Bolzen und Bügeln behufs Befestigung der Querschwellen. Der durch die Anordnung der Pfahlkappen erzielte Vortheil ist ein doppelter: Einmal wird durch selbige dem Abbrechen der Pfahlzapfen, welchem anderweitig durch das Einbringen von Stempeln zwischen den Pfählen nahe den Köpfen derselben vorgebeugt wurde, wirksam entgegengetreten, sodann ermöglichen selbige auch vermöge der verbreiterten Kopfplatte den Ausgleich etwaiger Differenzen in der axialen Stellung der Pfähle und somit eine genauere centrale Uebertragung der aufruhenden Lasten.

Der massive Ueberbau setzt sich wie folgt zusammen: Auf dem 10 cm starken und durch 5 Längszangen unterbrochenen Rost befindet sich eine durchgehende gemauerte Bettung, deren Stärke auf der vorderen zu übermauernden $5,_5$ m breite Strecke $0,_{30}$ m, auf der hinteren, $5,_5$ m breiten $0,_{15}$ m beträgt. In Axenabständen von $2,_{00}$ m sind, der Stellung der Hauptpfahljoche entsprechend, $0,_{45}$ m starke Pfeiler aufgemauert, welche mit Kappen aus Betongufs abgedeckt sind. Der vordere Abschlufs ist durch eine volle $2^1/_2$ Stein ($0,_{55}$ m) starke gerade Frontmauer, mit $1,_{20}$ m starker Anlage, der hintere durch eine gekrümmte, $0,_{36}$ resp. $0,_{46}$ m starke Wand gebildet. Ein weiterer Querverband ist durch eine $0,_{22}$ m resp. $0,_{33}$ m starke Längszwischenwand geschaffen worden.

Der Hohlraum zwischen Front- und Rückenwand ist bis an $+1,_{00}$ m A. P. mit Erde ausgefüllt. Die anfänglich mit Rücksicht auf den nur bis $+2,_{00}$ m A. P. hochgeführten Fangedamm in der Sohle projectirten Thonrohre wurden später fortgelassen.

Auf der Hinterkante des verbreiterten Rostes sind schliefslich noch in entsprechenden Abständen abgestumpfte Kegel von $1,_{50}$ m unterem Durchmesser aufgemauert worden, deren Kern sodann mit Sand gefüllt wurde, behufs späterer Aufnahme der Binderstiele für die Ueberladeschuppen.

VII. Quaimauern mit Lagerräumen am Binnenhafen.

Zufolge der bedeutenden Erdanfüllung, welche der zwischen dem Eisenbahn- und Binnenhafen belegene Zungenquai erhalten hatte, waren namentlich an dem Südwestquai des Binnenhafens, ähnlich wie am Nordostquai des Eisenbahnhafens, erhebliche Erdverschiebungen vorgekommen. Das an manchen Stellen um 2 m tief versunkene Ufer hatte entsprechende Aufpressungen der Hafensohle veranlafst, und hatte man, um weiteren Rutschungen vorzubeugen, von einer Entfernung des aufgetriebenen Bodens selbstverständlich absehen müssen. Der Boden wurde erst später vermittelst Bagger entfernt.

Aus dem gleichen Grunde sollte die Fundirung sowie die Aufführung der Mauer theilweise oder ganz im Nassen bewirkt werden, nachdem zuvor überall da, wo sich ein moorhaltiger Untergrund befand, ein weiteres Erdprisma ausgebaggert und durch eine Sandschüttung ersetzt worden war.

Gleichzeitig kam hierbei noch der Gedanke auf, einen Theil der Hohlräume der Quaimauer zu Lagerzwecken resp. einen der Länge nach durchlaufenden Gang für die Unterbringung der Gas- und Wasserleitungsrohre nutzbar zu machen.

So entstand zunächst das auf Blatt 66, Fig. 6 u. 7 wiedergegebene Profil, das, wiewohl selbiges nicht zur Ausführung gebracht wurde, dennoch zur vollen Charakterisirung des gewählten Profils eine kurze Erwähnung erfordert.

Die Sohle des ausgebaggerten Prismas liegt an — 7 m A. P. und hat in dieser Tiefe eine Breite von 7 m. Die Böschungen derselben steigen nach rot. 1 : 1 und zwar wasserwärts bis zur Hafensohle an $-6,_{00}$ m A. P., landwärts bis an $-5,_{00}$ m. In letzterer Höhe befindet sich ein 4 m breites Banket, von welchem aus die Böschung nach 1 : 1 bis an die im Trockenen ausgehobene Baugrube aufsteigt.

Die eingebrachte und bis an $-3,_{00}$ m A. P. hoch geführte Sandschüttung erhielt wasserwärts eine Böschung nach $1:1^1/_2$. Demnächst wurde an bezw. auf diese Sandschüttung ein kleiner Damm aus thonhaltigem Sand geschüttet, dazu bestimmt, innerhalb kleinerer Abtheilungen, bei einem bis an $-1,_{75}$ m A. P. im Bassin abgesenkten Wasserstande, das Anbringen der untersten Zangen im Trockenen bewirken zu können. Die Krone des Dammes wurde an $-1,_{75}$ m A. P., die äufsere Böschung nach 1 : 2, die innere nach $1:1^1/_2$ angelegt. Die Fundirung dieses Profils war wie folgt beabsichtigt:

Der Rost erhält eine Breite von 10 m und wird von einem doppelten System Schwellen getragen. Die des ersten in dem vorderen Theile liegenden sind in Axenentfernungen von $2,_{00}$ m angeordnet, $7,_{80}$ m lang, und ruhen auf 7 Pfählen; die des anderen, welche in den zwischenliegenden Axen von der Hinterfront aus beginnend angeordnet sind, haben eine Länge von $6,_{80}$ m, und sind durch je 6 Pfähle unterstützt. In dem mittleren Theile befinden sich danach die Querschwellen in doppelter Reihe, in Axenabständen also von 1 m. Dementsprechend wurde für diesen Theil die Stärke der Rostbohlen zu 6 cm, dagegen nächst der Vorder- und Hinterfront zu 10 cm bestimmt. Der Längenverband des Rostes war durch 4 Längszangen gebildet, die über den äufsersten resp. auf den beiden mittelsten in $1,_{95}$ m Entfernung angeordneten Längsreihen aufruhen.

Für die in der Vorderfront befindliche Zange war dabei noch eine fernere Unterstützung durch Pfähle, welche in den Zwischenaxen des vorderen Schwellensystems geschlagen

Digitized by Google

werden sollten, — somit von Meter zu Meter — vorgesehen. Die Köpfe der letzteren mufsten dementsprechend um die Schwellenstärke höher angeordnet, — und sollten selbige mit gufseisernen Kopfplatten versehen werden.

In Axenabständen von 4 m, also innerhalb jeder zweiten der vorderen Pfahlreihen waren Spundwände zwischen den vier vordersten Pfählen, ferner hinter derselben ein der Längenrichtung nach durchlaufender bis an $-2{,}_{75}$ m A. P. hinabreichender Rahmen beabsichtigt worden. Unter sämmtlichen Schwellen sollten sodann noch zur Aussteifung der Pfähle bezw. zur Sicherung der Grundzapfen Stempel aus Halbhölzern angeordnet werden.

Die Befestigung der Böschung unter dem Rost war vermittelst einer Faschinenlage sowie einer in Mörtel verlegten Flachschicht gedacht.

Der ganze Rost erhält eine Uebermauerung in Ziegeln, vorne $0{,}_{80}$ m, hinten $0{,}_{85}$ m stark. Auf dieser werden eine Frontmauer, sowie zwei durchlaufende Mittelwände aufgeführt, erstere von $1{,}_{20}$ m zu $0{,}_{77}$ m Stärke sich verjüngend, letztere $0{,}_{55}$ m stark. — Eine hintere Abschlufswand fehlt. — Zwischen beiden Mittelwänden befindet sich ein durchlaufender Gang von $1{,}_{85}$ m Lichtweite, indessen in den beiden äufseren Abtheilungen 2 Stein starke Querwände über den jedesmaligen Pfahljochen, also in $2{,}_{0}$ m Entfernung angeordnet sind.

Für die Ueberdeckung dieser Räume waren Betonkappen mit einzelnen über dem Mittelgange für den Krahnbetrieb ausgesparten und durch Luken gedeckten Oeffnungen projectirt.

Hierüber befand sich sodann eine $0{,}_{70}$ m starke mit Klinkern abgepflasterte und wasserwärts durch eine Stirnmauer geschlossene Sandschüttung.

Die Sohle sollte durchgehends wasserdicht gemauert werden. Der Mittelgang hat über der gemauerten Sohle noch eine Beflurung aus Eichenholz erhalten, die durch eine Bolzenverbindung mit den Querschwellen gegen einen eventuellen Auftrieb gesichert ist. Ueber derselben befindet sich sodann ebensowohl hier wie in der wasserwärts belegenen Abtheilung eine bis ± 0 resp. $+0{,}_{50}$ m A. P. reichende Sandaufschüttung, während in der hinteren landwärts nicht geschlossenen Abtheilung die Aufschüttung nach dem natürlichen Böschungswinkel ausläuft.

Der Mittelgang hat ein doppeltes schmalspuriges Geleis erhalten und communicirt durch einzelne Oeffnungen mit den Aufsenabtheilungen. Letztere ermöglichen, wenn auch in beschränktem Maafse, durch Aussparungen in den Querwänden gleichfalls einen durchgehenden Längsverkehr bezw. eine Längsverbindung für die Anlage von Rohrleitungen etc.

Aus verschiedenen Gründen kam das vorbeschriebene Profil jedoch nicht zur Ausführung. Die wesentlichsten Aenderungen wurden dadurch bedingt, dafs man den Innenraum in weiterer Ausdehnung, bezw. die gesammte Grundfläche zu Lagerzwecken nutzbar zu machen wünschte. Die Böschung an der Hinterfront mufste zu diesem Zwecke cassirt und an ihrer Stelle eine Futtermauer aufgeführt werden, wie auch behufs einer besseren Communication des Mittelganges mit den Aufsenabtheilungen die beiden der Länge nach durchlaufenden projectirten Zwischenwände durch eine Eisenconstruction ersetzt werden sollten.

Demensprechend erfuhr auch die Fundirung selbst einige, wenn auch weniger belangreiche Aenderungen.

In Querabständen von $1\frac{1}{3}$ m wurden Joche von 8 Pfählen durch die bereits fertig gestellte Sandschüttung durchgetrieben und demnächst zum Zwecke der Befestigung der an $-3{,}_{20}$ m A. P. liegenden Zangen ein provisorischer Damm auf dem Fufse des ersteren aufgeschüttet. Die Joche wurden sodann durch querliegende Schwellen und diese durch einen der Länge nach und zwar wasserdicht verlegten 8 cm starken Bohlenbelag mit drei zwischenliegenden Zangen abgedeckt. In Querabständen von 4 m, also bei jedem dritten Joche, wurden noch behufs einer weiteren Compression des Bodens sowie zur Queraussteifung Spundwände bis an $-6{,}_{00}$ m A. P. eingetrieben, ferner in einer Höhe von $-3{,}_{50}$ m A. P. Zangen aus Halbholz mit zwischen liegenden Stempeln aus Rundholz, welche mit ersteren durch Bolzen verbunden sind, angeordnet. Zur Sicherung der Zapfen der Grundpfähle befinden sich derartige Stempel aus Halbholz gleichfalls unmittelbar unter den Schwellen. Hinter der vierten Längspfahlreihe ist sodann noch eine Tafel aus 8 cm starken vertical gestellten Bohlen mit hölzernen Querleisten angeordnet. Der über der Sandschüttung befindliche Boden aus gutem etwas thonhaltigen Sand wurde vor der Verlegung des wasserdicht schliefsenden Rostes noch sorgfältig angestampft.

Wie aus den beigegebenen Zeichnungen Blatt 66 ersichtlich, reicht die Böschung des aufgeschütteten Bodens von der Oberkante des vorbesprochenen Rahmens nach einer Böschung von $1 : 1\frac{1}{3}$ unter der Quaimauer auf eine geringe Länge noch vor dem Fufs der Quaimauer fort. Mit Rücksicht auf die geringere Breite des Binnenhafens, sowie auch auf die bessere Beschaffenheit der eingebrachten Schüttung konnte die Böschung hier etwas steiler wie sonst üblich angeordnet werden. Eine besondere Sicherung derselben ist indessen noch durch die Anlage von 5 Reihen Flechtzäunen über einer Packlage, sowie weiter unten durch eine Steinschüttung bewirkt worden.

Der eigentliche Ueberbau der Quaimauer setzt sich aus folgenden Einzelheiten zusammen:

a) Ueber dem an $-1{,}_{00}$ m A. P. liegenden Rost befindet sich eine rot. $9{,}_{00}$ m breite und 50 cm starke Uebermauerung aus Ziegeln; hierauf steht:

b) eine Frontmauer aus Ziegeln. Selbige ist vorn nach $1 : 15$ geböscht; ihre Stärke beträgt in einer Höhe von $-0{,}_{50}$ A. P. $1{,}_{80}$ m, an $+0{,}_{85}$ A. P. $0{,}_{80}$ m, in Höhe der Abdeckplatte $0{,}_{60}$ m; ferner

c) eine hintere Futtermauer, in Höhe der vorangebenden Ordinate von $1{,}_{60}$, resp. $0{,}_{77}$ resp. $0{,}_{44}$ m Stärke;

d) schliefslich befinden sich noch einzelne auf der Ziegelübermauerung aufgemauerte, als Säulenfundamente bestimmte Pyramidenstümpfe. Ihre Basisbreite beträgt in Höhe von $-0{,}_{50}$ m A. P. $2{,}_{25}$ m, in Höhe von $+0{,}_{85}$ m A. P. $0{,}_{77}$ m; ihre Abdeckung ist durch 60 cm im Quadrat grofse und $0{,}_{30}$ m starke Platten gebildet. Der zwischen den Aufsenwänden und den letztgenannten Pyramidenstumpfen, zwischen $-0{,}_{50}$ m A. P. und $+0{,}_{85}$ m verbleibende Raum ist mit Flufssand gefüllt und schliefslich mit einer Ziegelrollschicht abgepflastert;

e) die Abdeckung des von den beiden Umfassungsmauern umschlossenen Raumes ist nun mit Hilfe einer Eisenconstruction in folgender Weise bewirkt worden:

Digitized by Google

In Querabständen von $2,_{40}$ m und in Längsabständen von $2,_{066}$ m sind, entsprechend der Anordnung der Pyramidenstumpfe, schmiedeeiserne Stützen mit gesondert gegossenen Fufs- und Kopfplatten gestellt. Auf selbigen ruhen, und zwar in der Längenrichtung der Quaimauer verlegt, die Hauptträger, gewalzte I-Träger von 62 kg Gewicht pro lfd. m. Normal zu letzteren, in Abständen von $1,_{333}$ m, befinden sich sodann gewalzte Träger von gleicher Form, welche an letztere angeschlossen, resp. mit der Umfassungsmauer durch eiserne Anker verbunden sind. Das Gewicht dieser Kappenträger beträgt 42 kg pro lfd. m.

Die Abdeckung der Eisenconstruction erfolgt nunmehr durch Betonkappen und über den letzteren durch eine mit einer Ziegelrollschicht abgepflasterte Sandschüttung. Die verbrauchte Constructionshöhe beträgt $0,_{90}$ m, so dafs doch eine lichte minimale Höhe der Kellerräume von $2,_{15}$ m verbleibt.

Die beiden vorderen Abtheilungen des durch die Säulen in 3 Räume zerlegten lichten Raumes sind zur Aufnahme von Waaren bestimmt, die hintere hat zwei schmalspurige Geleise behufs Ermöglichung eines Ladeverkehrs erhalten. Dementsprechend sind auch in der Decke der letzten Abtheilung in kleineren Zwischenräumen Kappen ausgespart, um von dem über der vordersten Abtheilung befindlichen Krahngeleis aus einen Ueberladeverkehr ebensowohl zwischen Schiff- und Kellerräumen als auch zwischen letzten und den landwärts sich anschliefsenden Lagerschuppen ermöglichen zu können.

Massen-, Kosten- und Gewichtsermittelung der Quaimauer mit Kellerräumen am Binnenhafen.

(Höhenlage der Abdeckplatte + $3,_{50}$ m A. P., des Fundirungsrostes an — $1,_{00}$ m A. P., Länge der Pfähle 20 — 1 = 19 m.)

Pro Axe von 8 m Länge waren erforderlich:

Gegenstand	Anzahl	Preis pro Einheit ℳ	Gewicht pro Einheit kg	Preis in Summa ℳ	Gewicht in Summa kg
Grundpfähle à 19 m lang =	19.48 = m 912	2,21	—	2015,52	—
Tannenrundholz	m 105	1,87	—	196,35	—
Schmiedeeisen	kg 200	0,595	—	110,00	—
Gufseiserne Pfahlplatten	„ 600	0,204	—	122,40	—
Geschnittenes Tannenholz	cbm 14,56	76,50	—	1113,84	—
Einrammen der Spundwand	„ 3,20	25,50	—	81,60	—
Kalfatern des Rostes	qm 72	1,36	—	97,92	—
Aufgehendes Mauerwerk in Waalklinkern und fettem hydraulischen Mörtel	cbm 83,78	34,00	1800	2848,52	150804
desgl. in Hintermauerungssteinen und verlängertem hydraulischen Mörtel	„ 9,52	27,20	1800	258,94	17136
Haustein für Auflagerplatten	„ 0,52	119,00	2700	61,88	1404
Profileisen für die Säulen	kg 282	0,51	—	143,82	282
Beton für die Säulen	cbm 0,064	68,00	2250	4,35	144
Gufseiserne Kopf- und Fufsplatten der Säulen	kg 270	0,204	—	55,08	270
Gewalzte Profileisen für die Träger	„ 3070	0,272	—	835,04	3070
Betonkappen	cbm 20	35,70	2250	714,00	45000
Betondeckplatten	cbm 1,44	119,00	2700	171,36	3888
Sandschüttung in den Kellerräumen	„ 34,40	2,55	2000	87,72	68800
Sandschüttung für die Abdeckung	„ 30,00	1,70	2000	51,00	60000
	Auf 8 m Länge in Summa			8978,35	350798

Bemerkungen.

An Kosten treten hinzu pro lfd. m:
1) für das Faschinenrevetement . . 5,10 ℳ
2) für das Basaltrevetement . . . . 40,8 „
3) für Ausbaggern des Erdprismas unter der Quaimauer und Ausfüllen desselben mit Sand . 56,6 „
in Summa 102 ℳ

Mithin pro 1 lfd. m 1122,29 + 102 ℳ = 1224,29 ℳ

Belastung jedes der 48 tragenden Grundpfähle {7310, 5980, 4650} kg bei einem Wasserstande von {— 1,00 A. P., + 1,00 „, + 3,00 „}

Bei einer Gesammtgrundfläche der Quaimauer von 66 qm pro Axe ergiebt sich danach die Belastungsfläche zu 66/48 = $1,_{37}$ qm.
Mithin beträgt die zusätzliche Belastung pro Pfahl

bei einer mobilen Belastung von {2000, 3000, 3500} kg pro qm {2740 kg, 4110 „, 4795 „}

VIII. Constructive Einzelheiten.

a. Sicherung des Fufses der Quaimauer.

Bei der grofsen Länge der für die Quaimauern auf Feyenoord erforderlichen Grundpfähle war auf eine Sicherung derselben gegen seitliche Durchbiegung ganz besonders Bedacht zu nehmen. War auch der Einflufs des seitlichen Erddrucks durch die gewählten Constructionen schon möglichst geschwächt worden, so konnte doch bei der geringen Consistenz des Bodens das Gewicht der Mauermassen selbst noch leicht zu Durchbiegungen Veranlassung geben. Letztere zu verhindern, hatte man bereits an besonders gefährdeten Stellen eine Dichtung des Untergrundes durch die Anwendung von Spundwänden etc. sowie das Einbringen von Sandschüttungen angestrebt. Indessen erschien es erforderlich, noch durchgehends weitere Sicherungen, namentlich durch Belastung des Fufses der Quaimauer mittelst Sand- oder Steinschüttungen vorzunehmen. So wurde

1) beim Profil des Entrepothafens die Hafensohle dicht vor der vorderen Spundwand auf rot. 5 m Breite und weitere 1 m Tiefe ausgehoben, mit Sand gefüllt und mit Basalt befestigt.

2) Im Binnenhafen hatte man bereits vor Ausführung der Quaimauer eine Sandschüttung, welche gleichfalls später mit Basalt befestigt wurde, angeordnet.

3) Im Eisenbahnbassin war ursprünglich der Boden im Trockenen in kleineren Abtheilungen vor der Quaimauer bis unter der normalen Hafensohle ausgehoben und mit Basalt gefüllt worden. Dieses Verfahren mufste indessen nach Eintritt der gröfseren Erdverschiebung vom 22. Mai 1875 aufgegeben werden. Man versuchte, dafür hölzerne Kasten, welche nachher mit Basalt gefüllt wurden, abzusenken. Als

Digitized by Google

sodann im weiteren Verlaufe der Bauausführung, aus Fürsorge für etwaige weitere Erdrutschungen, beschlossen werden mußte, vorab ein Erdprisma vor der Mauer stehen zu lassen und selbiges erst nach Einlassen des Wassers wegzubaggern, wurde zu letzterem Zeitpunkte ebendaselbst noch eine weitere Rinne ausgebaggert, selbige mit Sand gefüllt und später gleichfalls mit Steinen beschwert.

4) Im Königshafen schließlich wurde, mit Rücksicht auf die daselbst vorhandene dauernde Strömung, die ganze Böschung unter und vor der Mauer mit Basalt befestigt, und ebenso hatte, wie bereits erörtert,

5) das Profil der Staatsbahn gleichfalls eine Sicherung des Fußes durch Basalt erhalten.

b. Reibepfähle und Schiffsringe.

Die Reibepfähle sind im Allgemeinen in Abständen von 8 bis $10_{,44}$ m angeordnet. Bei einzelnen Profilen sind noch kleinere und nicht bis zur vollen Höhe durchgreifende Zwischenpfähle eingefügt, welche durch einen Holm untereinander und vermittelst Bügel mit den eigentlichen Reibepfählen verbunden sind.

Die Schiffsringe befinden sich, paarweise angeordnet, in den Zwischenräumen der Reibepfähle.

Das Widerlager der Reibepfähle wurde entweder durch die volle Ausmauerung des Zwischenraumes zweier Querpfeiler, wie beim Profil des Eisenbahnhafens, oder durch die Einschaltung von Verstärkungspfeilern, wie beim letzten Profil des Binnenhafens gebildet.

Im Entrepothafen fällt der Stand der Reibepfähle mit dem der Pfeiler zusammen.

Die Reibepfähle ruhen in gußeisernen Lagern, welche in die Mauer eingelassen und durch kleine Anker mit ihr verbunden sind. Oder sie erhalten ein hölzernes Futter, welches mit den Reibepfählen durch zwei in die Pfeiler bezw. Verstärkungspfeiler eingreifende Anker verbunden ist.

Die Reibepfähle sind $15_{,00}$ m lang und reichen bis an $+4_{,30}$ m; ihre Stärke beträgt am hochgekehrten Wurzelende $0_{,45}$ m, bezw. $0_{,35}$ m am Zopfende. Sie bestehen aus imprägnirtem Tannenholz. — Der Kopf hat behufs Sicherung der Hirnfläche gegen eindringende Feuchtigkeit eine eiserne Blechhaube erhalten.

Die Schiffsringe befinden sich in Höhe von $+3_{,20}$ m, mithin rot. $2_{,30}$ m über ord. Fluth und $3_{,56}$ m über ord. Ebbe und sind durch lange schmiedeeiserne Anker mit einem hinter der Quaimauer befindlichen und unabhängig von dieser angeordneten hölzernen Ankerbock verbunden. Sie greifen über die Gewölbe fort und sind vermittelst gußeiserner Röhren, welche durch Verticalanker mit der Frontmauer verbunden sind, durch die letztere durchgeführt.

Gedachte Einrichtung isolirt zweckmäßig einen eventuellen auf die Schiffsringe ausgeübten Zug von der Quaimauer selbst.

c. Baumaterialien.

1) Ziegel. Die zur Verwendung gelangten Ziegel sind theils deutsche Ziegel, theils Waalklinker.

Die unter ersterer Bezeichnung in Holland eingeführten Ziegel — in Formaten von $24 \times 12 \times 6$ cm — bezeichnen einen guten Hintermauerungsstein, die letzteren — im Formate von $22 \times 11 \times 5_{,5}$ cm einen scharf durchgebrannten, ganz besonders für Wasserbauausführungen geeigneten Klinker.

Die Verwendung der sogenannten deutschen Ziegel erfolgte vorzugsweise für dauernd unter Wasser befindliche, dann aber auch für weniger beanspruchte Constructionstheile, für die Flurung und hintern Futtermauern.

Für die im wechselnden Wasserstande befindlichen Constructionstheile dagegen wurde die Verwendung von Waalklinkern durchgeführt, und ist dieses Material namentlich für die mit wasserdichten Kellerräumen herzustellende Quaimauer des Binnenhafens ausschließlich verwendet worden.

Die Preisconjunctur zu Anfang 1874 stellte den Werth eines Cubikmeters Mauerwerk von Waalklinkern in Cementmörtel zu 34 ℳ, von deutschen Ziegeln in Cementmörtel zu rot. $29_{,75}$ ℳ, von gewöhnlichen Waalziegeln in verlängertem Cement- bezw. Kalkmörtel zu rot. $27_{,00}$ ℳ

2) Abdeckplatten. Als solche wurden Platten aus Gußeisen, künstliche aus Beton hergestellte Körper, sowie Werkstücke verwendet.

a) Die gußeisernen Abdeckplatten haben eine geriffelte Oberfläche, ⊓-förmigen Querschnitt und sind $0_{,60}$ m breit, $0_{,015}$ m stark. Die Höhe der Rippen beträgt $0_{,20}$ m. Das Gewicht beträgt pro lfd. m 90 kg. — Sie sind in Theillängen von $1_{,333}$ m hergestellt und durch kleine Ankerschrauben und versenkte Muttern unter Belassung einer Cementfuge mit dem Mauerwerk verbunden.

b) Die in Längen von 1 m aus Beton hergestellten Abdeckplatten sind $0_{,80}$ m breit, $0_{,30}$ m stark, ihr Mischungsverhältniß ist 1 Theil Portlandcement und 2 Theile Flußkies.

c) Die Werksteinplatten bestehen aus Petit Granit aus dem Thal der Ourthe und sind $0_{,80}$ m breit, $0_{,30}$ bis $0_{,35}$ m stark.

Unter Zugrundelegung der Ortspreise mit rot. $0_{,17}$ ℳ pro kg Gußeisen, 68 ℳ pro cbm Betonmasse, $110_{,5}$ ℳ pro cbm Petit Granit ermitteln sich die Preise pro lfd. m Abdeckplatten, vorerläuterter Dimensionen, einschließlich eines Zuschlages von 20 pCt. für Anker, Dübel u. s. w., sowie Arbeitslohn für Gußeisenplatten zu $1_{,20} \cdot 90 \cdot 0_{,17} = 18_{,36}$ ℳ, für Betonplatten zu $1_{,20} \cdot 0_{,30} \cdot 0_{,80}$ (68—34) $= 7_{,34}$ ℳ, für Petit Granit $1_{,20} \cdot 0_{,30} \cdot 0_{,80}$ ($110_{,5}$ — 34) $= 16_{,52}$ m.

Am billigsten erscheinen danach die Betonplatten; indessen lassen diese hinsichtlich ihrer Härte zu wünschen übrig. — Rücksichtlich der Befestigung bieten die gußeisernen Abdeckplatten die größten Vorzüge; bei etwas geänderter Preisconjunctur würden selbige die Concurrenz mit den Granitabdeckplatten aufnehmen können. Zur Zeit hatte man sich aus letzter Rücksicht in Rotterdam für die vorzugsweise Verwendung von Granitabdeckplatten entschieden.

3) Mörtelmaterialien. Zur Verwendung gelangten Muschelkalk, Kalk von Chaudfontaine und Doorniker Kalk. Letztere Sorte, welche gelöscht rot. $1_{,5}$ bis $1_{,6}$ Theile Masse lieferte, erwies sich quantitativ und qualitativ als die beste.

Der verwendete Traß stammt vom Oberrhein und besitzt einen Silicatgehalt von in min. 70 pCt.

4) Cement- (Beton-) Steine. Selbige sind zum größeren Theil aus der Fabrik von Ph. Lindo in Delft bezogen, und zeigen dieselben für die Abdeckplatten und Werkstücke ein Mischungsverhältniß von 1 Theil Portland Cement und 2 Theilen Flußkies, für die Gewölbeabdeckungen der Quaimauern dagegen ein solches von 1 : 5.

Digitized by Google

Ebensowohl hinsichtlich der Feuersicherheit, wie auch für ruhende und dynamische Belastung haben diese, namentlich auch bei dem Entrepot in ausgiebiger Weise zur Verwendung gelangten Betonkörper durchaus befriedigende Resultate geliefert.

5) Holz. Von einer Verwendung von Eichenholz wurde bei der Fundirung der Quaimauern mit Rücksicht darauf, dafs sich das Holz dauernd unter Wasser befindet, wegen der grofsen Kosten Abstand genommen. Selbiges ist vielmehr vorzugsweise Tannenholz. Die Grundpfähle stammen meist vom Oberrhein, namentlich aus dem Schwarzwald; die Schwellen, Bohlen etc. theils von dort, theils aus Schweden.

Behufs gleichmäfsiger Druckübertragung auf die Hirnfläche hatte man anfänglich die Köpfe der Pfähle mit einer Art Kappe versehen; wegen der verhältnifsmäfsig hohen Kosten derselben ($8{,}_5$ ℳ) wurde indessen später hiervon Abstand genommen, und statt selbiger eine $1{,}_5$ m starke, mit einem Zapfenloch versehene gufseiserne Platte verwendet.

Aus den vorstehend mitgetheilten Preis- und Gewichtsberechnungen der Quaimauerprofile auf Feyenoord ergiebt sich folgende

Gesammt-Zusammenstellung der Kosten pro 1 lfd. m Quaimauer sowie der pro Grundpfahl entfallenden Belastungen.

	Kosten pro 1 lfd. m Quaimauer	Belastung eines Pfahls					
		durch Eigengewicht bei einem Wasserstande von m A. P.			durch mobile Belastung bei einer Einheitsbelastung pro qm		
	ℳ	− 1,00 kg	+ 1,00 kg	+ 3,00 kg	2000 kg	3000 kg	3500 kg
Profil, niedriges am Entrepothafen und den naheliegenden Theilen des Binnenhafens cfr. ad I, 1	1020	5510	5080	3880	2060	3090	3605
„ hohes am Entrepothafen cfr. ad I, 2	1185	5920	5630	4900	2240	3360	3920
„ umgeändertes auf der Querseite des Entrepothafens cfr. ad V	984	7550	6630	6340	2460	3690	4305
„ auf der Versuchsstrecke am Ende des Binnenhafens cfr. ad III	734	7940	6320	4820	2580	3870	4515
„ an der Nordostseite des Eisenbahnhafens und auf kürzerer Strecke des Königshafens							
I) ursprünglicher Entwurf cfr. ad IV, I	971	7720	6020	5960	2560	3840	4480
II) ausgeführtes Profil am Königshafen cfr. ad IV, II	1004	7560	6570	5820	2560	3840	4480
III) ausgeführtes Profil am Staatsbahnhafen cfr. ad IV, III	1015	7750	6050	4770	2560	3840	4480
letzteres mit Erdschüttung		8840	7140	5860			
„ mit Kellerräumen am Binnenhafen cfr. ad VII	1122	7310	5980	4650	2740	4110	4795
dieses mit einer Nutzlast von 1000 kg pro qm Kellerfläche		8110	6780	5450			
„ der Staatsbahn am Südwestquai des Staatsbahnhafens cfr. ad II	1029	11800	9880	8080	1760	2640	3080

Bemerkungen über den Betrieb von Schiebebühnen mit Maschinenkraft, insbesondere die Locomotivschiebebühne mit Gasmotorbetrieb in dem Locomotivschuppen zu Landsberg a/W.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 67 und 68 im Atlas.)

Die Bewegung der zum Umsetzen von Locomotiven und Wagen zwischen Parallelgeleisen dienenden Schiebebühnen durch Menschenhand ist schwerfällig und unbequem, und besonders auch kostspielig, wenn ein regelmäfsiger Dienst versehen werden soll, da alsdann für diesen einen Zweck, namentlich bei Locomotivschiebebühnen, eine beträchtliche Anzahl Arbeiter bereit gehalten werden mufs. Zum Bewegen von leichten Wagenschiebebühnen hat man daher seit Langem schon sich der Pferde für solche Rangirzwecke bedient; doch geboten besonders die Bewegungen von Eisenbahnwagen in Reparaturwerkstätten, auf Rangirbahnhöfen und auf Kohlengruben, also dort, wo die Fahrzeuge häufig und auf gröfsere Entfernungen senkrecht zur Geleiserichtung versetzt werden müssen, die Anwendung von Maschinenkraft. Solche in mannigfaltiger Weise ausgeführte Anlagen findet man häufig in Betrieb. Dagegen scheint die Zahl derartiger Einrichtungen, welche den Maschinenbetrieb von Locomotivschiebebühnen bezwecken, noch gering zu sein; und doch drängen gerade hier die zu überwindenden gröfseren mechanischen Schwierigkeiten, welche die bedeutendere Reibung, veranlafst durch das gröfsere Transportgewicht und die verhältnifsmäfsig leichte Veränderlichkeit der Laufschienenstränge in der Höhenlage, hervorruft, zur Einrichtung des Maschinenbetriebes. Aber einerseits ist die Anzahl der Transversalbeförderungsmittel für Locomotiven wegen der vielfachen Verwendung polygonaler Locomotivschuppen im Verhältnisse geringer als die für Wagen, andererseits ist selten eine Maschinenkraft bequem und zwar so zur Hand, dafs bei oft nur zeitweise lebhaftem Betriebe ihre Anwendung in pecuniärer Hinsicht rationell erscheinen kann.

Der zuletzt angedeutete Gesichtspunkt ist vor Allem berücksichtigungswerth, da der Betrieb, besonders der Locomotivschiebebühnen, oft mit sehr langen Pausen intermittirend ist; die Maschinenkraft mufs daher, wenn sie als rentabel betrachtet werden soll, so beschaffen sein, dafs sie in den Pausen möglichst geringe Kosten verursacht. Dieser Hauptbedingung für die fraglichen Anlagen hat man durch verschiedene Ausführungsformen zu genügen gesucht: zunächst in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle durch Anwendung von Dampfkraft in weiter unten erörterter Weise; ferner in einigen wenigen Fällen durch Anwendung hydraulischen Druckes (nämlich bei der Seitenbewegung von Wagen durch Vermittelung feststehender senkrechter Seilwinden, capstans, auf englischen Bahnhöfen und bei der Locomotivschiebebühne in der Perronhalle des Potsdamer Bahnhofes in Berlin); endlich in dem einen hier schliefslich näher zu behandelnden Falle durch Gasmotorbetrieb.

Digitized by Google

Für die Art und Weise, wie die Transmission der Maschinenkraft nach dem Bewegungsmechanismus bewirkt wird, sind zwei Ausführungsformen vorhanden: Der Motor ist entweder von der Schiebebühne unabhängig, resp. kann von ihr unabhängig gemacht werden, oder er ist mit ihr fest verbunden.

Durch die erstgenannte Anordnung ist zweifellos der erwähnten Bedingung rationellen Maschinenbetriebes für Schiebebühnen leichter Genüge zu leisten, als durch die eines auf der Bühne selbst befindlichen Motors; man findet sie entweder in der Weise getroffen, dafs die Bewegung der Schiebebühne durch einen vorhandenen Motor als Nebenarbeit geleistet wird, oder dafs der für die Schiebebühnenbewegung beschaffte Motor noch zu anderer Arbeit verwendet werden kann.

So wird einestheils die Bewegung von Wagenschiebebühnen, vorwiegend auf bairischen und braunschweigischen Bahnhöfen, durch kleine Dampfrangirmotoren bewirkt, welche durch Seiltransmission die Wagen auf die Schiebebühnen ziehen und so versetzen, oder, da sie mit den Schiebebühnen nur leicht gekuppelt, wohl auch mit der Normalspurweite versehen sind, nach geschehener Drehung noch in anderer Weise zu Rangirzwecken dienen. Andererseits wird nicht selten und besonders in Reparaturwerkstätten der Betrieb sowohl von Wagen- als auch von Locomotivschiebebühnen durch Seiltransmission von einer hauptsächlich anderen Zwecken dienenden Dampfmaschine aus bewirkt. Für Wagenschiebebühnen wendet man dabei meistens Baumwollen- oder Hanfseile, für Locomotivschiebebühnen Drahtseile an.*) Im Wesentlichen ist dieser Betrieb so angeordnet, dafs das Seil von der Werkstattsmaschine oder einem speciell für mehrere Schiebebühnen aufgestellten Motor in zweckentsprechender Weise durch Vermittelung von Seilscheiben nach den Enden der Schiebebühnengeleise und an diesen entlang unter Schienenoberkante laufend geführt wird; dabei passirt es eine gewisse Anzahl Seilscheiben auf der Schiebebühne, die fortwährend in Bewegung sind, und von denen einige beweglich so gelagert und mit Frictionstrieben verbunden sind, dafs durch Berührung letzterer mit anderen Frictionsscheiben die Vor- oder Rückwärtsbewegung der Schiebebühne, oder das Heran- resp. Herabziehen der Fahrzeuge bewirkt werden kann. Die Seile laufen mit bedeutender Geschwindigkeit, bis 25 m in der Secunde; durch ein an irgend einer Stelle des geführten Trumms angebrachtes Spanngewicht an losen Rollen wird das Seil in constanter Spannung erhalten.

Es ist nicht zu verkennen, dafs diese Art der Krafttransmission nicht frei ist von einer gewissen Schwerfälligkeit und von verhältnifsmäfsig bedeutenden Arbeitsverlusten. Ergiebt sich doch für das führende Seiltrumm allein, wenn etwa 7 Leitrollen mit verschiedenen Umspannungsbögen von der Maschine bis zur Schiebebühne vorausgesetzt werden, abgesehen von den geringeren, jedoch ebenfalls vorhandenen Verlusten im geführten Trumm, der Wirkungsgrad bei einer Seilstärke von 10 mm zu ungefähr $0,_{60}$, bei einer Seilstärke von 20 mm zu $0,_{50}$, d. h. es findet im führenden Seiltrumm allein von der Maschine bis zur Triebrolle auf der Schiebebühne ein Arbeitsverlust von 40 pCt. resp. 50 pCt. statt. Jedoch erscheint die Seiltransmission dort, wo Maschinenkraft zu anderen Zwecken im Ueberschusse vorhanden ist und zur Bewegung von Schiebebühnen auf gröfsere Entfernungen zu häufigem Gebrauche übertragen werden mufs, als gute Lösung der fraglichen Aufgabe.

Eine andere, unter Umständen ganz besonders vortheilhafte Krafttransmission auf gröfsere Entfernungen hat man unter Benutzung hoch gespannten Wassers in oben bereits angedeuteten vereinzelten Fällen eingerichtet. Wie zu vielen und grofsen intermittirenden Kraftleistungen, so ist der hydraulische Betrieb mit Accumulator (Arbeitssammler) auch für die Bewegung der Schiebebühnen sehr gut geeignet, da durch den Accumulator ein Mittel gegeben ist, die Arbeitsleistung einer permanent arbeitenden kleinen Kraft aufzuspeichern und sie zeitweise in grofsen, aber nur kurze Zeit währenden Kraftleistungen wieder abzugeben. Der von der Schiebebühne zurückzulegende Weg darf jedoch nicht lang sein, da diese Kraftübertragung nur vortheilhaft ist, wenn das Zugkraftorgan, welches von einer festliegenden hydraulischen Maschine getrieben wird, direct an der Schiebebühne angreift.*)

Endlich wäre noch der Ferntransmission durch Elektricität bei Vorhandensein überschüssiger Maschinenkraft für die Bewegung von Schiebebühnen zu gedenken, wie solche an einer Wagenschiebebühne ausgeführt war, welche die Firma Van der Zypen & Charlier in Deutz bei Köln auf der rheinischen Gewerbeaustellung zu Düsseldorf im Jahre 1880 ausgestellt hatte. Doch ist diese Art der Kraftübertragung vorläufig wohl noch zu kostspielig, um für allgemeinere Anwendung empfohlen werden zu können, wenn auch bemerkt zu werden verdient, dafs ihr Wirkungsgrad sich nicht um Vieles geringer stellen mag, als der der Seiltransmission, überdies die dem Verschleifsen ausgesetzten Uebertragungsglieder bei ihr auf ein Minimum reducirt sind.

In allen Fällen jedoch, wo die Maschinenkraft nur zum Betriebe der Schiebebühne bei Zurücklegung weiterer Wege benutzt werden soll, wird man die Kraftüberführung nach dem Bewegungsmechanismus möglichst direct bewirken müssen, d. h. den Motor auf der Schiebebühne feststehend anordnen, um ihm, durch möglichst weit gehende Beschränkung aller Reibungswiderstände und unter richtiger Begrenzung der unbedingt erforderlichen Geschwindigkeit, die für den vorliegenden Zweck nur eben nothwendige Gröfse geben zu können. Die Wahl des zweckmäfsigsten Betriebes ist aber bei dieser Anordnung, und vornehmlich bei Bewegung von Locomotivschiebebühnen, nicht ohne Weiteres zu treffen, wenn der mehrfach angezogenen Bedingung für den rationellen Betrieb voll und ganz Rechnung getragen werden soll.

Die zunächst sich bietende Dampfkraft wird wegen der Vertheuerung durch eventuell häufiges Reservefeuer nur in

---

*) Schiebebühnen mit Baumwollenseil- resp. Hanfseil-Transmission von der Werkstattsmaschine aus sind z. B. ausgeführt in den Eisenbahnwerkstätten zu Nippes bei Köln (veröffentlicht im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens" Jahrgang 1876), Tempelhof und Halensee bei Berlin. Locomotivschiebebühnen mit Drahtseiltransmission führt die Maschinenbau-Actiengesellschaft Nürnberg (vorm. Klett & Co.) aus.

*) Ueber die Construction der hydraulischen Schiebebühne auf dem Potsdamer Bahnhofe in Berlin cf. „Zeitschrift für Bauwesen" Jahrgang 1875. — Ueber Vorrichtungen zum Rangiren mit Verwendung von hydraulischem Drucke cf. „Notizen über englische Eisenbahnen" Organ f. d. F. d. Eisenbahnwesens Jahrgang 1875.

Digitized by Google

seltenen Fällen als die zweckmäfsigste Betriebskraft angewendet werden können. Dagegen bietet sich in neuerer Zeit in der Gaskraftmaschine für den erwähnten stark intermittirenden Betrieb ein überaus bequemer Motor, der, obgleich von geringem Nutzeffecte, sich doch dadurch empfiehlt, dafs er in beliebigem Momente zur Disposition steht, ohne während seines Stillstandes irgend welche ins Gewicht fallende Betriebskosten zu verursachen.

In Landsberg a/W., im Bezirke der Kgl. Eisenbahn-Direction zu Bromberg, ist ein solcher Motor, und zwar eine Gaskraftmaschine nach Otto's neuem Systeme, für eine der Schiebebühnen im viereckigen Locomotivschuppen gewählt worden und seit November 1878 in Betrieb.

Dieser Otto'sche Motor ist eine einfach wirkende Maschine mit horizontalem Cylinder und Kurbelwelle. Wenn bei der älteren Form der atmosphärischen Gaskraftmaschine die unmittelbar treibende Kraft das Gewicht des Kolbens und die auf ihm lastende Luftsäule beim Niedergange war, so ist die jetzige Gaskraftmaschine aufser in der allgemeinen Form auch noch insofern der Dampfmaschine ähnlich, als auch bei ihr zum Zweck einer Arbeitsleistung die Expansionsfähigkeit einer elastischen Flüssigkeit weitgehende Ausnutzung findet. Der Kolben wird bei Maximalleistung der Maschine bei jedem zweiten Vorwärtsgange vom Cylinderboden aus (d. h. bei jeder zweiten Umdrehung der Welle) durch Explosion und allmälige Expansion eines empirisch festgestellten Gemisches von Kohlenwasserstoffgas und atmosphärischer Luft vorwärts getrieben und theilt die nutzbare Arbeit einem Schwungrade mit, welches wiederum seinen Rückgang, sowie seinen nochmaligen ganzen Hub bis zur nächsten Explosion bewirkt. Der von der Treibwelle bewegte Schieber ist so eingerichtet, dafs während des erst genannten Rückganges des Kolbens die Gase der ersten Explosion bis auf einen kleinen Rückstand ausgestofsen, bei dem darauf folgenden explosionslosen Vorwärtsgange überwiegend atmosphärische Luft und zuletzt erst Gas und Luft eingesogen werden, so dafs nach vollendeter Umdrehung in der Nähe des Cylinderbodens das nun comprimirte Gemisch gasreicher ist, als am Kolben, und die Explosion und Kraftübertragung nur eine allmälige sein kann. Die Steuerung und Regulirung ist so eingerichtet, dafs der Motor eine stets gleich bleibende minutliche Tourenzahl besitzt, indem er mit steigender oder fallender Inanspruchnahme bei jeder zweiten Umdrehung Explosionen einschaltet oder ausfallen läfst.

Die in Landsberg betriebene Schiebebühne von ca. 12 m Länge bewegt sich auf vier versenkten Laufschienen mit 8 Rädern, von denen die beiden mittleren der einen Seite als Treibräder benutzt werden. Auf einer dort vorhandenen Plattform stand der frühere Handbetriebsmechanismus. Die Bühne hat höchstens einen Weg von 45 m zurückzulegen und täglich 45 Zugmaschinen auf einem mittleren Wege von $22,_5$ m zu befördern; aufserdem sind eine entsprechende Anzahl von Leerfahrten zu machen und häufig Reservemaschinen zu bewegen. Der Betrieb durch Maschinenkraft hatte sich als dringend nothwendig herausgestellt, weil der Handbetrieb durch seine Schwerfälligkeit zu verhältnifsmäfsig bedeutenden Betriebskosten wegen der speciell dafür zu haltenden 8 Arbeiter Veranlassung gab. Die Locomotiven sollten zunächst billiger und schneller befördert werden, ohne dafs jedoch durch unnöthig grofse Geschwindigkeit der Betrieb vertheuert würde.

Wegen der im Locomotivschuppen üblichen Vertheilung der Maschinen wurde eine Beförderungsdauer von ungefähr 5 Minuten für die gröfste Last auf dem längsten Wege bei Beurtheilung aller einschlägigen Verhältnisse als vollständig genügend befunden; der Annahme entspricht eine Geschwindigkeit von $0,_{15}$ m. Die gröfste Last (Locomotive mit Tender, Schiebebühne und Betriebsmechanismus) ist 71000 kg. Es ergab sich deshalb, nach Anstellung von directen Versuchen an der Schiebebühne, eine Maschine von 2 Pferdestärken als ausreichend, da durch dieselbe auch die Maximalgeschwindigkeit in 3 Secunden zu erreichen ist. Die ganze Betriebszeit wurde zu 4 Stunden (Tag- und Nachtdienst) pro Tag einschliefslich der Leerfahrten ermittelt. Eine anderweitig benutzte, auch für den vorliegenden Zweck ausreichende Maschinenkraft war nicht vorhanden. Die Aufstellung einer Dampfmaschine auf der Schiebebühne war der vielen Pausen wegen nicht räthlich; stationär hätte sie aber 4 bis 5 Pferde haben müssen; sie hätte ebenfalls nicht ausgenützt werden können, wäre vielmehr wegen der langen Transmission leicht Veranlassung zu Unregelmäfsigkeiten des Betriebes geworden, die hier vor Allem vermieden werden mufsten.

Den so gestellten Anforderungen entspricht eine Gaskraftmaschine von 2 bis $2^1/_2$ Pferdestärken auf der Schiebebühne stehend und in solcher Anordnung, dafs sie eine gewisse Zeit lang mit der Schiebebühne ein selbstständiges Ganzes bildet.

Aus den Zeichnungen auf Blatt 67 und 68 ist zu ersehen, wie der Mechanismus für den Betrieb durch den Gasmotor, für den die Bremsung eine Leistungsfähigkeit von $2,_7$ Pferden ergab, eingerichtet ist. — Da der Apparat aufser der neuen Anwendung des Gasmotors noch im Bewegungsmechanismus mehrere Constructionselemente besitzt, deren vorliegende Benutzung vielleicht interessant ist, wie dies von dem Treibriemen auf den konischen Riemtrommeln und von der Form und Umschaltung des Wendegetriebes zu sagen ist, so möge gestattet sein, etwas näher auf Einzelheiten des Apparates, sein Functioniren und etwaige Mängel einzugehen.

Die Disposition der ganzen Anlage zeigen die Figuren 1 bis 3 auf Bl. 67. Die Maschine ist auf einem Winkeleisenbocke festgeschraubt und nebst Bewegungsmechanismus auf der Plattform des früheren Handbetriebes montirt; der letztere ist zur Reserve auf die andere Seite der Schiebebühne verlegt.

Das zur Speisung nöthige Gas wird durch Vermittelung eines besonderen feststehenden Gasmessers aus der städtischen Gasleitung einer Gascompressionspumpe zugeführt und von dieser nach 3 Gasrecipienten gedrückt. Pumpe und Recipienten befinden sich auf der Bühne. Der Gasmotor treibt die Pumpe selbst und entnimmt dabei für gewöhnlich sein Speisegas direct aus der Leitung.

Figur 4 bis 6 zeigen die zweistiefelige doppeltwirkende Pumpe, welche zu 100 mm Durchmesser und 200 mm Hub ausgeführt ist, und deren Kolbendichtung mit Stahlringen sich gut bewährt hat. Ihre Kurbelwelle macht 40 Touren, während die constante Umdrehungszahl der Maschine 180 pro Minute ist. Der Betrieb der Pumpe erfolgt

Digitized by Google

durch 2 Riemen und ein Vorgelege. Das Gas wird ihr durch eine zweckmäfsig eingerichtete, leicht lösbare schweifseiserne Kuppelung zugeführt, welche in Fig. 7 bis 10 dargestellt ist; die Dichtung dieser Kuppelung, welche das Ansaugen von Luft bei dem geringen Tagesdrucke in der Gasleitung wirksam verhindert, ist durch Metallberührung und Gummiliderung bewirkt.

Die drei Gasrecipienten, von der Form und Gröfse der bei den Eisenbahnwagen verwendeten Reservoire, haben ca. $1{,}_{14}$ cbm. Gesammtinhalt und sind, wie die ganze Compressionsanlage, für 7 Atmosphären Ueberdruck eingerichtet. Mit dieser Füllung kann die Maschine $4\frac{1}{2}$ bis 5 Stunden unausgesetzt arbeiten. Es ist aber sowohl für das Gas, als für den Gasverbrauch beim Comprimiren vortheilhafter, die Compression nicht so hoch zu treiben; deswegen findet das Ergänzen des Gasvorrathes 2 bis 3 Mal des Tages bis 5 Atmosph. statt. — In der Compressionsanlage sind nur die Pumpenstiefel mit Wasser gekühlt. Von der Pumpe wird das Gas mittelst einer ca. 10 m langen schweifseisernen Röhre von 20 mm Weite durch ein Rückschlagsventil nach den Recipienten geführt; die bedeutende Oberfläche dieser Röhre genügt zur weiteren Kühlung des Gases. — Die Recipienten geben das Gas durch einen Druckregulator von 45 mm Druckdurchlafs an zwei Röhren nach der Schieberflamme und dem Saugeventil des Cylinders ab; in dem Zweige nach letzterem ist ein Kautschukbeutel angebracht, der einen gewissen Vorrath an Gas enthält und den Einflufs der Druckschwankungen vermindern soll, welche durch das Arbeiten der Maschine in der Leitung nach der Schieberflamme verursacht werden. — Die auf die Compression des Gases verwendete Arbeit ist verloren. Da nun aber, wie durch Bremsversuche festgestellt worden ist, die Pumpe bei Erreichung des Maximalüberdruckes von 5 Atmosphären $0{,}_6$ Pferdestärken beansprucht und die Compression für einen Tagesverbrauch in einer Stunde erledigt, so ist der Gasverbrauch während der Compression auf etwa $0{,}_5$ cbm oder zu 9 ₰ zu veranschlagen. Dafs diese Kosten jedoch zusammen mit der Amortisationsquote für das Anschaffungscapital der Compressionsanlage beträchtlich gegen diejenigen Betriebskosten zurückstehen, welche bei Aufstellung einer stationären Maschine eingetreten wären, wird durch eine Zusammenstellung am Schlusse gezeigt werden.

Die Constructionsbedingungen für den Bewegungsmechanismus waren: ein leichtes und allmäliges Steigern der Geschwindigkeit bis zum Maximum und leichtes Anhalten, bei möglichst geringem Metallverschleifse; alsdann aber auch die Umkehrung der Bewegung durch einen wenig Raum einnehmenden, schnell wirkenden Apparat mit geringen Reibungswiderständen, der zugleich als lösbare Kuppelung diene.

Da der Gasmotor beständig 180 Touren in der Minute macht, die Geschwindigkeit der Bühne aber, um ein vortheilhaftes Arbeiten der schwachen Maschine beim Anfahren zu wahren und ein stofsloses Anhalten zu ermöglichen, leicht veränderlich sein mufs, so sind, unter Vermeidung anderer Constructionen, die grofse Reibungswiderstände bieten, zwei konische Riemtrommeln mit parallelen Axen gewählt, und zwar ist, wie aus Fig. 1 u. 2 auf Blatt 67 zu ersehen, die eine, T_1, auf der Maschinentreibwelle befestigt; durch einen 65 mm breiten, während der Bewegung verschiebbaren Lederriemen wird die andere Trommel, T_2, getrieben. Die Krafttransmission erfolgt weiter durch einen auf der Welle von T_2 sitzenden konischen Frictionstrieb nach dem Wendegetriebe, welches aus zwei fest mit einander verbundenen konischen Reibscheiben gebildet ist; von diesen Scheiben dient die eine, in Berührung mit dem Frictionstriebe, für den Hin-, die andere für den Hergang der Schiebebühne. Im Stillstande findet keine Berührung statt. Durch drei Zahnräderpaare wird die Bewegung nach der Hauptwelle weiter übertragen.

Behufs Darlegung der speciellen Ausbildung des Bewegungsmechanismus und seines Functionirens wäre Folgendes zu erwähnen:

Der Treibriemen wird während der Bewegung vermittelst geeigneter, in Fig. 11 und 12 auf Bl. 67 und in Fig. 3 bis 5 auf Bl. 68 dargestellter Riemenführungen stets seiner Anfangslage auf den konischen Trommeln parallel gehalten und verschoben, wodurch die allmälige Veränderlichkeit der Geschwindigkeit bewirkt wird. Die Führungen fassen den Riemen in beiden Trümmern möglichst nahe den Auflaufstellen und bestehen in gufseisernen Klauen, welche durch angegossene Zahnstangen in entsprechend angebrachten Böcken geführt und vermittelst Stirnrädchen und einer durchgehenden Handcurbelwelle bewegt werden. Die Führung an Trommel T_1 ist in Figur 2 auf Bl. 68 im Grundrisse, in Fig. 3 in der Ansicht dargestellt; die Führung an T_2 ist in Fig. 1 u. 2 weggelassen, in Figur 5 punktirt, in 11 u. 12 auf Bl. 67 voll dargestellt.

Was nun die Veränderlichkeit der Uebersetzung durch die Trommeln betrifft, so müfste ideell allerdings der Anfangsdurchmesser der treibenden Trommel = 0 sein, weil die Geschwindigkeit von 0 wachsen soll. Wegen der praktischen Unausführbarkeit dieser Uebersetzung ist er jedoch zu 300 mm, die Anfangsgeschwindigkeit der Bühne zu 50 mm, die anfängliche Geschwindigkeitsübersetzung von der treibenden zur getriebenen Trommel zu 2 : 1 gewählt. Der Gasmotor ist, um die momentane Steigerung der Geschwindigkeit auf 50 mm ohne Nachtheil zu gestatten, mit einem Schwungrade ausgerüstet, wie es sonst in dieser Gröfse für die 4pferdigen Gasmotoren angewendet wird. Da nun der Motor stets schon in Bewegung ist, wenn das Wendegetriebe eingerückt wird, da ferner der Riemen stets etwas elastisch ist, und eine kleine Schwankung in der Geschwindigkeit der Maschine bis zur nächsten Explosion ohne jeden Nachtheil zugelassen werden kann, so standen der Anwendung der genannten Anfangsgeschwindigkeit keine Bedenken entgegen. Sie hat sich auch im Betriebe gut bewährt, vornehmlich weil sie für das Anhalten der Bühne wieder angenommen werden kann. — Während der Gascompression laufen die beiden Trommeln behufs Vereinfachung der Construction leer mit; um den Riemen nun leicht in der Anfangslage erhalten zu können und ihn während des Leerganges zu schonen, sind die Trommeln an der betreffenden Stelle mit 70 mm breiten cylindrischen Angüssen versehen. Die Enddurchmesser der Trommeln sind 600 und 300 mm, die Geschwindigkeitsübersetzung dort also 1 : 2, so dafs die Geschwindigkeit der Bühne ideell auf 200 mm gesteigert werden kann.

Beim Transporte der gröfsten Last liegt das Uebersetzungsverhältnifs für die Maximalleistung der Maschine von 2 Pferdekräften bei etwa $\frac{2}{3}$ der Trommellänge; die Ueber-

Digitized by Google

setzung von 1 : 2 soll hauptsächlich für den Leergang der Bühne benutzt werden. Jedoch hat sich die Praxis herausgebildet, den Riemen auch beim Maschinentransport bis ans Ende der Trommeln zu verschieben, da das Transportgewicht von 71 Tonnen selten erreicht wird. Die Maximalgeschwindigkeit ist daher für gewöhnlich 168 mm, anstatt 150 mm, mit der Last, 188 mm leer. Der ganze Weg wird also im ersteren Falle in $4\frac{1}{2}$ bis 5 Minuten, im letzteren in 4 Minuten zurückgelegt. Die Geschwindigkeitsverluste von 32 mm und 12 mm finden ihre Erklärung nicht etwa allein in der Gleitung des Riemens und der Reibkegel, sondern auch in dem Umstande, dafs das gröfste in die Rechnung eingeführte Uebersetzungsverhältnifs am Ende der Trommeln sich befindet, der Riemen aber zunächst seiner Breite wegen mit der Mittellinie nicht bis ans Ende verschoben, dann aber auch in der möglichen Endlage nicht vollständig erhalten werden kann, weil die Riemenführungen nicht an den Auflaufkanten der Trommeln haben angebracht werden können, und aus diesem Grunde das Bestreben des Riemens, sich, besonders an der getriebenen Trommel, immer nach dem gröfseren Durchmesser hin zu ziehen, nicht ganz aufgehoben wird. — Die Länge der Trommeln ist dem beschränkten Raume entsprechend 690 mm, der halbe Anzug der Kegel daher etwas gröfser als $\frac{1}{4}$. Wegen der Verwendung eines offenen Riemens ist die Erzeugende des getriebenen Kegels nach aufsen gekrümmt.

Für das gufseiserne Wendegetriebe ist eine Winkelgeschwindigkeits-Uebersetzung von 3 : 2 gewählt und bei der Lagerung seiner Wellen, wie auch der aller anderen, für möglichst geringe Wege der schädlichen Widerstände gesorgt; deshalb sind die Zapfen mit Minimaldurchmesser versehen, so weit die Rücksicht auf die Abnutzung dies erlaubte, und der Axialdruck des kleineren Triebes durch einen Kammzapfen aufgenommen. Das Reibscheibenpaar ist mit dem ersten Zahnrade durch feste Zahnkuppelung verbunden. Die ursprüngliche Verschiebbarkeit dieses Scheibenpaares nebst Welle ist zu 2 mm angenommen. — Die Verschiebung und Zusammendrückung der Reibräder wird durch eine Schraube bewirkt, die eine mit zwei seitlichen Stirnzapfen versehene Mutter bewegt, sowie durch die aus Fig. 1 u. 2 auf Bl. 68 und aus Fig. 13 und 14 auf Bl. 67 ersichtliche Anordnung zweier Winkelhebel, welche mit ihren kurzen Armen gegen die Stirnzapfen der Mutter sich legen, mit ihren längeren gemeinschaftlich ein Gewicht von 50 kg tragen.

Die Schraubenspindel ist an einem Ende mit einem Kammzapfen in dem Stützlager der verschiebbaren Wenderäderwelle gelagert. Der Apparat ermöglicht daher nicht nur die Verschiebung des Getriebes, sondern auch die Ausübung des kleinsten ausreichenden Reibungsdruckes, und begrenzt die Steigerung desselben über einen bestimmten Maximaldruck.

Dieser Druckkraftregulator hat sich als zweckmäfsig erwiesen, so dafs der Wirkungsgrad des ganzen Wendegetriebes, wie die Rechnung ergiebt, für gewöhnlich zu $0_{,935}$ angenommen werden kann trotz des Axialdruckes; nur wäre eine doppelte Anordnung der kürzeren Winkelhebelarme zu empfehlen, um ein Schiefdrücken der Mutter zu vermeiden. Die gegenwärtige Anordnung wurde der Einfachheit wegen gewählt. — Die Reibkegel haben sich gut eingelaufen; sie selbst und besonders die Kammlager ihrer Wellen zeigen bis jetzt nur sehr wenig Abnutzung. — Die Anordnung der Riemtrommeln und des Wendegetriebes sind aus Fig 1 bis 5 auf Bl. 68, ihre Detailconstruction aus Fig. 6 und 7 auf Bl. 68 und Fig. 13 u. 14 auf Bl. 67 ersichtlich. Die Lagerböcke für die Wellen des Wendegetriebes sind, wie Fig. 1 u. 2 Bl. 68 zeigen, durch einen Winkeleisenrahmen zusammengehalten; die aus Schweifseisen bestehenden Lager mit Rothgufsschalen dieser Wellen sind in den Figuren 8 u. 9 Bl. 68 dargestellt. Ihre Schalen sind nachstellbar. — Die Anordnung der die Arbeit weiter übertragenden 3 Zahnräderpaare, die Lagerung ihrer Wellen und ihre Dimensionen sind aus den Figuren 1 u. 2 auf Bl. 68 zu ersehen.

Die Anbringung einer Bremse war nicht nöthig, weil die Geschwindigkeit behufs Anhaltens stets auf 50 mm reducirt wird und bei plötzlicher Ausrückung des Wendegetriebes die Bühne alsdann nur noch 12 mm fortrollt. Bei Ausrückung während der Geschwindigkeit von 150 oder 168 mm vernichten die Reibungswiderstände die lebendige Kraft auf einem Wege von 115 resp. 144 mm.

Der Treibriemen des Bewegungsmechanismus hat sich gut gehalten; Reparaturen sind auch sonst nicht erforderlich gewesen. An dem Gasmotor mufs der Schieber alle 8 Tage, der Kolben und Cylinder vielleicht alle Monate gereinigt werden.

Der Gasmotor ist von der Firma Möller & Blum in Berlin für ca. 2260 ℳ incl. Montage, die Gascompressionsanlage mit Druckregulator und Röhrenleitung von F. Pintsch in Berlin für ca. 1600 ℳ incl. Montage geliefert worden; die Lieferung und Montage des Bewegungsmechanismus, einschliefslich einer neuen Hauptwelle, nebst Befestigung der Maschine, der Pumpe und der Recipienten hat Jähne & Sohn in Landsberg a/W. für 2640 ℳ ausgeführt, so dafs die Gesammtanlagekosten 6500 ℳ betragen haben.

Zur Vorführung der gegenüber dem früheren Handbetriebe gemachten Ersparnisse mögen die Resultate des bisherigen Betriebes während zweier Monate der ungünstigsten Jahreszeit dienen. Während der Monate Januar und Februar 1880 wurden im Ganzen 2779 Maschinen befördert. Für diese Leistung, einschliefslich der Gascompression und der Leerfahrten, wurden 539 cbm Gas verbraucht. Es ergiebt sich daher ein täglicher Gasverbrauch von 9 cbm; dieser ist höher, als gewöhnlich für Gaskraftmaschinen angenommen wird, weil kleine Verluste stets vorkommen und aufserdem die Maschine vor Anfahren der Bühne in Thätigkeit gesetzt und erst nach dem Anhalten still gestellt werden mufs. Das Gas kostet in Landsberg, abzüglich des der Verwaltung gewährten Rabattes, $17_{,6}$ ₰ pro cbm; mithin betragen die Kosten des Gases während der oben erwähnten 60 Tage $1_{,584}$ ℳ pro Tag oder $3_{,42}$ ₰ pro Maschine. Die baaren Auslagen betragen $6_{,38}$ ℳ pro Tag (für 2 Wärter 4 ℳ, für Schmier- und Reparaturkosten $0_{,8}$ ℳ, für Gas $1_{,58}$ ℳ). Der Handbetrieb erforderte für 8 Mann $14_{,4}$ ℳ baare Auslagen, so dafs gegen früher $8_{,02}$ ℳ pro Tag baar weniger auszugeben sind. Rechnet man hiervon auf Amortisation der Anlage (einschliefslich Abnutzung und Werthverlust) $1_{,24}$ ℳ ab, so bleiben pro Tag $6_{,78}$ ℳ oder pro Jahr rund 2170 ℳ Ersparnifs.

Es erübrigt nun noch, durch Zahlenangaben nachzuweisen, dafs die gewählte Betriebsart als die billigste unter

Digitized by Google

den im vorliegenden Falle möglichen anzunehmen war. Daher möge aufser dem bereits erwähnten Handbetriebe eine Gaskraftmaschine als stationärer Motor, eine Dampfmaschine mit Kessel als stationärer Motor und eine Dampfmaschine nebst Kessel und Zubehör auf der Schiebebühne selbst zum Vergleiche herangezogen werden, wobei für die Dampfmaschinen der Brennmaterialverbrauch ähnlicher, bereits längere Zeit im Betriebe befindlicher Anlagen anzunehmen ist. Als jährliche Amortisationsquote (einschliefslich Abnutzung und Werthverlust) sind für die Dampfmaschinen, Zahnräder, Lager u. s. w. 6 pCt., für die Dampfkessel 11 pCt., für die Gaskraftmaschinen 7 pCt., für Recipienten (einen verzinkt), Pumpen u. s. w. 6 pCt., für die Riemen 45 pCt., für die Seiltransmissionen 75 pCt. des Anschaffungscapitals als die gebräuchlichen Zahlen vorausgesetzt. — Ein stationärer Motor hätte mindestens 4 Pferdestärken zur erforderlichen Ueberwindung der beträchtlich gröfseren Reibungswiderstände haben müssen. Es ergeben sich daher für die täglichen Betriebskosten folgende Vergleichszahlen:

Betriebsmaschine	Gesammt-Anlage-kosten ℳ	Brennmaterialverbrauch Menge	Brennmaterialverbrauch Kosten ℳ	Wasser-, Schmier- u. Reparatur-kosten ℳ	Wärter-kosten ℳ	Amortisations-quote pro Tag ℳ	Sa. der Betriebs-kosten pro Tag ℳ
Stationäre 4pferdige Gaskraftmaschine . . .	6450	17 cbm Gas	3,0	1,20	4	1,43	9,63
Stationäre 4—5pferd. Dampfmaschine mit Kessel	6150	110 kg Kohle 4,5 Schffl. Cokes	4,46	1,20	4	1,55	11,21
2—3pferd. Dampfmaschine auf der Schiebebühne	5000	80 kg Kohle 3,8 Schffl. Cokes	3,38	0,8	4	1,04	9,22
2—2½pferd Gaskraftmaschine auf der Bühne	6500	9 cbm Gas	1,58	0,8	4	1,26	7,64
Der frühere Handbetrieb	—	—	—	—	—	—	14,4

Aus dieser Zusammenstellung ist zu ersehen, dafs die Gaskraftbewegung der Schiebebühne zwar theurer in der Anlage, jedoch wesentlich billiger im Betriebe sich stellt, als die Verwendung von Dampfkraft, wenn, wie im vorliegenden Falle, der Dienst für die Schiebebühne so liegt, dafs das Feuer unterhalten werden müfste.

Es ist nicht zu leugnen, dafs durch die Nothwendigkeit der Compressionsanlage, welche eingerichtet werden ist, um die Zuführung des Gases durch einen langen, sich auf- oder abwickelnden Schlauch (oder oft zu füllende Gasreservoire) und die ganz gewifs damit verknüpften grofsen und häufigen Unbequemlichkeiten zu vermeiden (die Schiebebühnengrube mufs von den Arbeitern als Passage nach jeder Richtung benutzt werden), der Betrieb schwerfälliger wird; es könnte aber die Verwendung einer Gaskraftmaschine für gleiche und ähnliche Zwecke in nahezu vollendeter Weise zu intermittirender Arbeitsleistung verwendet werden, wenn es gelänge, in einfacher Weise das nothwendige Gas für den augenblicklichen Gebrauch in der Nähe des Motors selbst zu fabriciren, wofür bis jetzt eine zufriedenstellende Lösung nicht gefunden zu sein scheint. — Der Vorwurf der gröfseren Complicirtheit des Bewegungungsmechanismus, der sich principiell kaum anders wird anordnen lassen, gegenüber demjenigen bei Dampfkraft, liegt nahe, könnte aber mit Berechtigung nicht erhoben werden. Während des bis jetzt 2½jährigen Betriebes hat sich gezeigt, dafs die Anlage sich mit Leichtigkeit überwachen läfst; die gewählten Verhältnisse und Constructionsglieder haben sich ausnahmslos bewährt. Ferner hat die ganze Anlage insofern einen Vorzug gegenüber dem in Betracht kommenden directen Dampfbetriebe, als bei den Gasrecipienten ein Verschleifs im Betriebe nicht eintritt, und sie sich auch wesentlich billiger überwachen lassen, als ein Dampfkessel, der oft gereinigt werden mufs und bezüglich der Betriebssicherheit den sorgfältig hergestellten Recipienten oder dem eventuellen Ersatze derselben nachzustellen ist.

Berlin im April 1881. Queisser.

Ueber die Stöfse des hydraulischen Widders in den Leitungen.

Eine Untersuchung der Mittel, die man behufs Abschwächung ihrer Wirkungen angewandt hat, von J. Michaud, Ingenieur.

Aus dem bulletin de la société Vaudoise des ingénieurs et des architectes (Jahrgang 1878) übersetzt von Ernst Wolff, Docenten an der technischen Hochschule zu Berlin.

(Schlufs.)

Ueber die Stelle, an der Windkessel oder Sicherheitsventil anzubringen sind.

Bei allen bisher behandelten Beispielen haben wir vorausgesetzt, dafs die geschlossenen Mündungen am selben Punkt mit den für die Unschädlichmachung der Stöfse, die durch ihren Schlufs hervorgerufen werden, angeordneten Vorrichtungen sich befanden.

Untersuchen wir jetzt den Fall, dafs die Buffervorrichtung sich jenseits und in einer gewissen Entfernung von der Mündung befindet, die man geschlossen hat. Die im Wasser, das man zum Stillstand bringt, oder dessen Geschwindigkeit man vermindert, enthaltene Arbeit kann durch den Buffer erst dann aufgenommen werden, wenn eine mehr oder weniger beträchtliche Wassermasse sich in Bewegung gesetzt oder seine Geschwindigkeit erhöht hat. Wir wollen untersuchen, welches die gröfste zulässige Entfernung ist, im Falle man eine unbewegte Masse in Bewegung setzen mufs.

Diese Entfernung mufs gleich Null sein, wenn man weder auf die Zusammendrückbarkeit des Wassers noch auf die Elasticität der Wände rechnen will und sobald der Schlufs vollständig in einem Augenblick stattfindet. In der Praxis giebt es keinen augenblicklichen Schlufs des Schiebers und selbst dann, wenn man eine hydraulische Presse oder eine andere derartige Vorrichtung anwendet, kann man immer

Digitized by Google

auf eine wahrnehmbare Dauer des Schlusses rechnen, wäre es auch nur eine halbe oder drittel Secunde.

Nennen wir T diese Dauer und nehmen an, dafs die Geschwindigkeit des Schlusses constant sei, so dafs die aus der rechteckig vorausgesetzten Mündung, welche man schliefst, ausströmende Wassermasse proportional der Zeit abnimmt. Es seien ferner:

- v die Geschwindigkeit, welche die jenseits der Mündung, die man schliefst, gelegene Wassermasse m' allmälig annimmt;
- l die Länge des der Masse m' entsprechenden Theils der Leitung;
- L die Länge der Leitung zwischen dem Hochbehälter und der betrachteten Mündung;
- F die beschleunigende Kraft, welche die Masse m' in Bewegung setzt und einem bestimmten Ueberdruck H' entspricht, der zu dem constanten oder variabeln vom Buffer erzeugten Ueberdruck noch hinzukommt.

Wir haben zunächst die folgende Gleichung, welche die Beziehung zwischen den drei Durchflufsmassen vor, in und hinter der Mündung während der Dauer des Schlusses ausdrückt.

$$(1) \qquad u = u_1\left(1 - \frac{t}{T}\right) + v.$$

Bei dem ersten Gliede auf der rechten Seite ist der Einflufs vernachlässigt, welchen die Veränderung des inneren Drucks während der Dauer des Schlusses auf die aus der Oeffnung fliefsende Wassermenge hat.

Nehmen wir das Differential

$$(2) \qquad dv = du + \frac{u_1}{T}\,dt.$$

Nehmen wir ferner an, dafs der Buffer ein Windkessel sei oder ein Ventil, aber ohne Masse, die in Bewegung gesetzt werden müfste. Das Gesetz der Beschleunigung giebt:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{F}{m'} = \frac{1000\,S\,H'g}{1000\,S\,l} = \frac{H'g}{l}$$

$$dv = \frac{H'g}{l}\,dt.$$

Die Differentialgleichung der lebendigen Kräfte ist

$$m\,u\,du = -1000\,(H + H')\,S\,u\,dt$$

$$du = -g\left(\frac{H + H'}{L}\right)dt.$$

Ersetzen wir du und dv in der Gleichung (2) durch ihre Werthe, so finden wir

$$\frac{H'g}{l}\,dt = -g\left(\frac{H + H'}{L}\right)dt + \frac{u_1}{T}\,dt,$$

oder wenn wir mit dt dividiren und H' herausziehen:

$$\text{VII.} \qquad H' = \left(\frac{u_1}{gT} - \frac{H}{L}\right)\frac{l}{1 + \frac{l}{L}}.$$

In den meisten Fällen kann man $\frac{H}{L}$ und $\frac{l}{L}$ gegenüber $\frac{u_1}{gT}$ und der Einheit vernachlässigen, so dafs man setzen kann

$$H' = \frac{l\,u_1}{gT}.$$

Beispiel. — Wenn $u_1 = 0{,}35$ m ist, $T = 0{,}35$ und $l = 98$ m, so ergiebt sich $H' = 10$ m.

Diese Theorie würde Anwendung finden in dem Falle, dafs man als Buffer einen belasteten Kolben anwendet, der mit wenig Reibung in einem genügend langen Cylinder aufsteigt und unmittelbar neben der zu schliefsenden Mündung aufgestellt ist. Man würde dann haben $l = h + H$ und es würde werden:

$$H' = \frac{u_1\,(h + H)}{gT}.$$

Wenn wir für die Leitung Lausanne Ouchy voraussetzen, dafs der berechnete Ueberdruck, der vom Gewicht des Kolbens kommt, $H = 15$ m sein würde, so finden wir für $u_1 = 0{,}35$ und $T = 0{,}33$ Secunden

$$H' = 15{,}5 \text{ m}.$$

So beträgt während der Drittelsecunde, die der Schlufs dauert, der gesammte Ueberdruck 30 m, aber er fällt plötzlich auf 15 m in dem Augenblicke, in welchem der Schlufs vollendet ist, weil dann der belastete Kolben keiner Beschleunigung seiner Geschwindigkeit mehr bedarf. Von dem Augenblicke an nimmt dieser Ueberdruck allmälig ab, denn die Schwere, die sich der aufgehenden Bewegung des Kolbens widersetzt, mufs gröfser als der sie fördernde Wasserdruck sein, damit nach Ablauf einiger Zeit die Bewegung des Kolbens gleichzeitig mit der des Wassers aufgehoben wird. So giebt in diesem besonderen Falle in Folge der Trägheit der Kolben, statt den berechneten constanten Ueberdruck von 15 m auszuüben, einen solchen, der von 30 m beim Beginn auf weniger als 15 m herabgeht während des letzten Theils der Bewegung.

Langsamer Schlufs der Ausflufsöffnungen.

1. Wenn kein Windkessel und Sicherheitsventil vorhanden ist.

Bis jetzt haben wir vorausgesetzt, dafs der Schlufs der Oeffnungen in einem Augenblicke stattfindet. Untersuchen wir jetzt, welches die Wirkung eines langsamen Schlusses auf eine Leitung sein kann, die weder mit Windkessel noch mit Sicherheitsventil versehen ist.

Nehmen wir deswegen an, dafs am Ende einer Leitung (Fig. 4) ein verticales Rohr vom selben Querschnitt wie die Leitung sich befindet mit einem Kolben P, der auf einem Vorsprunge des Rohrs ruht und ohne jede Reibung sich bewegen kann. Nehmen wir ferner an, dafs dieser Kolben ohne Masse sei und eine unendlich lange Feder gleichfalls ohne Masse ihn belastet und auf die Oberfläche des Wassers einen Ueberdruck H ausüben läfst, der bei jeder Lage und jeder Geschwindigkeit des Kolbens constant ist.

Machen wir schliefslich die Annahme, dafs während des Vorhandenseins der Geschwindigkeit u_1 man in einem Augenblicke die Ausflufsmündung schliefst; das Wasser wird den Kolben P heben und seine Bewegung fortsetzen, bis durch den Druck H die im Wasser aufgespeicherte lebendige Kraft vollständig aufgezehrt ist. Untersuchen wir jetzt, wie die Geschwindigkeit u sich ändert beim Uebergang von dem Werthe u_1 in den Werth 0.

Vernachlässigen wir den Druckverlust durch die Reibung, so giebt die Gleichung der lebendigen Kräfte:

$$\tfrac{1}{2}\,m\,u_1^{\,2} - \tfrac{1}{2}\,m\,u^2 = 1000\,S\,H\,x,$$

wobei x den Weg bedeutet, den der Kolben während der Verminderung der Geschwindigkeit des Wassers von u_1 auf u durchläuft:

$$u = \sqrt{u_1^{\,2} - \frac{2000\,H\,S}{m}\,x},$$

Digitized by Google

nun ist aber $u\,dt = dx$, also

$$dt = \frac{dx}{\sqrt{u_1^2 - \frac{2000\,HS}{m}x}} = \frac{dx}{\sqrt{u_1^2 - Ax}},$$

wenn $$A = \frac{2000\,HS}{m}.$$

Integriren wir von 0 bis x und von 0 bis t, so ergiebt sich

$$t = \frac{2}{A}\left(u_1 - \sqrt{u_1^2 - Ax}\right),$$

oder

$$x = u_1 t - \frac{At^2}{4}.$$

Ersetzen wir in der Gleichung der lebendigen Kräfte x durch den Werth, den wir eben gefunden, so erhalten wir

$$u^2 = u_1^2 - Au_1 t + \frac{A^2}{4}t^2.$$

Diese Gleichung zweiten Grades ist das Quadrat der Gleichung ersten Grades

$$u = u_1 - \frac{At}{2}.$$

Die Beziehung, welche zwischen der Geschwindigkeit u und der Zeit stattfindet, ist also

$$u = u_1 - \frac{At}{2} = u_1 - \frac{1000\,HS}{m}t,$$

oder besser $$u = u_1 - \frac{Hg}{L}t.$$

Diese Gleichung zeigt, dafs unter der oben ausgesprochenen Voraussetzung eines vollkommen constanten Ueberdrucks die Geschwindigkeit in der Leitung und damit auch die Durchflufsmenge proportional der Zeit abnimmt. Dieses Resultat mufste erwartet werden, da man weifs, dafs wenn die Kraft, die sich der Bewegung einer Masse entgegenstellt, constant ist, die Geschwindigkeit derselben proportional der Zeit abnehmen mufs.

Ist $u = 0$ und $t = T$ geworden, so hat man

$$u_1 = \frac{Hg}{L}T,$$

oder $$\text{VIII.} \quad H = \frac{u_1 L}{gT}.$$

Man kann in der Praxis sehr einfach die Bedingungen herstellen, welche der eben aufgestellten Rechnung zu Grunde gelegt sind. Schliefst man plötzlich aber nur theilweise die Ausflufsöffnung am Ende einer Leitung, die weder Windkessel noch Ventil hat, so wird der Druck auch plötzlich steigen, bis die Zunahme des Drucks ausreichend ist, den Einflufs der Verminderung des Querschnitts der Ausflufsöffnung aufzuheben. Ist diese Zunahme des Drucks einmal erreicht, so kann sie gerade wie die durch den Kolben P bewirkte constant bleiben bis zur Vollendung des Schlusses unter der einen Bedingung, dafs die Ausflufsmenge und folglich auch die Gröfse der Oeffnung proportional der Zeit abnehmen und endlich nach einer Gesammtdauer T des Schlusses gleich Null werden. Der Werth der Zunahme des Drucks, der genügt ein solches Resultat hervorzubringen, ist genau der, den die Formel VIII ergiebt.

Wir wollen uns nicht weiter auf diese letzten Resultate einlassen, die wie die vorhergehenden unter der Voraussetzung der Nichtelasticität der Wände und der Unzusammendrückbarkeit des Wassers erhalten sind. Sie werden nämlich durch die Erfahrung nicht vollkommen bestätigt, weil die Elasticität der Wände und des Wassers in Wirklichkeit einen Windkessel schaffen, dessen Vorhandensein einen bedeutenden Einflufs ausübt, den wir im folgenden Paragraphen studiren wollen.

Dieser Einflufs ist genügend, um die für den Fall des langsamen Schlusses erhaltenen Resultate sehr merkbar und in ungünstiger Weise abzuändern; in der Praxis kann er bei Berechnung der Ventile und Windkessel im Falle des Schlusses in einem Augenblicke vernachlässigt werden. Was den weiteren Ueberdruck anbelangt, der durch die in Bewegung zu setzenden Massen erzeugt wird, sei es, dafs der Buffer entfernt liegt von der zu schliefsenden Oeffnung, sei es, dafs er selbst eine gewisse Masse besitzt, so ist auch dieser verschieden von dem, den wir unter der Annahme der Nichtelasticität berechnet haben.

2. Langsamer Schlufs, wenn ein Windkessel vorhanden ist.

Wir wollen jetzt untersuchen, welches die Wirkung eines langsamen Schlusses mit constanter Geschwindigkeit von der Dauer T ist bei Vorhandensein eines Windkessels.

Wenn das am Ende der Leitung ankommende Wasser daselbst eine Mündung vorfindet, die sich allmälig verengt, so wird es in den Windkessel eintreten und darin einen Ueberdruck hervorbringen, der ausreichend sein mufs, die lebendige Kraft der in Bewegung befindlichen Wassersäule zu zerstören. Dieser Ueberdruck wird bei Beginn des Schlusses gleich Null sein und von da an zunächst zunehmen, später nach einem Gesetze, welches die folgende Rechnung uns kennen lehren wird, sich verändern.

Greifen wir auf die Figur 1 zurück und vernachlässigen den Druckverlust in Folge der Reibung, so haben wir

$$m u\,du = Sp_e u\,dt - Sp_e \frac{x_e}{x} u\,dt,$$

oder $$m\,du = Sp_e dt - Sp_e \frac{x_e}{x} dt$$

und setzen wir $\frac{Sp_e}{m} = a$ und $\frac{Sp_e x_e}{m} = b$, so ergiebt sich

$$1) \quad \frac{du}{dt} = a - \frac{b}{x}.$$

Die Gleichheit zwischen der Wassermenge in der Leitung vor dem Windkessel einerseits, und denjenigen Mengen, die in den Windkessel eintreten und durch die Mündung ausfliefsen andererseits, giebt die folgende Gleichung:

$$2) \quad Su = -S'\frac{dx}{dt} + Su_1\left(1 - \frac{t}{T}\right).$$

Behufs Erleichterung der Rechnung vernachlässigen wir beim Schreiben dieser Gleichung den Einflufs, den diejenige Veränderung des Drucks auf die Ausflufsmenge der Mündung hat, welche aus dem Umstande, dafs Wasser in den Windkessel eingetreten oder aus ihm ausgetreten ist, hervorgeht. Das kommt darauf hinaus, dafs wir die Geschwindigkeit des Schlusses der Mündung, welche letztere wir übrigens stets als rechteckig voraussetzen, nicht als vollkommen gleichmäfsig annehmen.

Nebenbei wollen wir bemerken, dafs diese Gleichung 2 auf unsere Aufgabe nur angewandt werden darf für Werthe von t, die zwischen 0 und T liegen, so dafs jede Lösung, welche für t einen negativen oder einen höheren Werth als T geben würde, eine algebraische Lösung ist, die mit der Bewegung des Wassers und des Drucks in der Leitung nichts gemein hat.

Digitized by Google

Setzen wir ferner $1 - \frac{t}{T} = y$,

woraus folgt $-dt = T dy$,

so wird aus den Gleichungen 1 und 2:

$$3) \qquad \frac{du}{dy} = T\left(\frac{b}{x} - a\right)$$

$$4) \qquad u = \frac{S'}{ST}\frac{dx}{dy} + u_1 y,$$

und wenn wir aus 3 und 4 dy eliminiren, so erhalten wir

$$u\,du = \frac{S'}{S}\left(\frac{b}{x} - a\right)dx + u_1 y\,du.$$

$$5) \qquad \int_{u_1}^{u} u\,du = \frac{S'}{S}\int_{x_1}^{x}\left(\frac{b}{x} - a\right)dx + u_1\int_{u_1}^{u} y\,du,$$

nun ist aber $\int_{u_1}^{u} y\,du = uy - u_1 y_1 - \int_{y_1}^{y} u\,dy$

und nach der Gleichung 4

$$\int_{y_1}^{y} u\,dy = \frac{S'}{ST}\int_{x_1}^{x} dx + u_1\int_{y_1}^{y} y\,dy$$

$$= \frac{S'}{ST}(x - x_1) + \frac{u_1}{2}(y^2 - y_1^2).$$

Das Integral 5 löst sich also wie folgt:

$$\frac{u^2}{2} - \frac{u_1^2}{2} = \frac{S'}{S}b\,ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S}a(x - x_1)$$

$$+ u_1 uy - u_1^2 y_1 - \frac{S' u_1}{ST}(x - x_1) - \frac{u_1^2}{2}(y^2 - y_1^2).$$

Nehmen wir auf die rechte Seite alle Glieder mit x, so kommt auf die linke

$$\tfrac{1}{2}(u^2 - 2u_1 uy) + u_1^2 y^2 - \tfrac{1}{2}(u_1^2 - 2u_1^2 y_1 + u_1^2 y_1^2)$$

$$= \tfrac{1}{2}(u - u_1 y)^2 - \tfrac{1}{2}u_1^2(1 - y_1)^2.$$

Nun ist aber $1 - y_1 = 0$,

also $$\tfrac{1}{2}(u - u_1 y)^2 = \tfrac{1}{2}\frac{S'^2}{S^2T^2}\left(\frac{dx}{dy}\right)^2$$

$$= \frac{S'}{S}b\,ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S}\left(a + \frac{u_1}{T}\right)(x - x_1) \quad \text{und}$$

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = 2\frac{S'}{S}b\,ln\frac{x}{x_1} - \frac{2S'}{S}\left(a + \frac{u_1}{T}\right)(x - x_1)$$

und wenn wir für a und b ihre Werthe einsetzen,

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = \frac{2}{m}\left[V_e p_e\,ln\frac{p_e}{p} - p_e(V - V_e) - \frac{m u_1}{TS}(V - V_e)\right].$$

Aus denselben Gründen und unter denselben Umständen, die wir bereits bei unserer Untersuchung über die Windkessel angetroffen, können wir für

$$V_e p_e\,ln\frac{p}{p_e} - p_e(V_e - V)$$

den angenäherten Werth $(V_e - V)\frac{p - p_e}{2}$ setzen, und erhalten

$$6) \qquad \frac{dx}{dt} = \frac{S}{S'}\sqrt{\left(\frac{2u_1}{TS} - \frac{p - p_e}{m}\right)(V_e - V)}.$$

$\frac{dx}{dt}$ ist die Geschwindigkeit des Wassers, welches in den Windkessel eintritt, oder aus ihm austritt. Man weifs von vorn herein, dafs diese Geschwindigkeit Null sein mufs, sowohl bei Beginn des Schlusses im Augenblicke, wo das Luftvolumen der Kammer V_e ist, als auch im Augenblick, wo der Druck ein Maximum erreicht hat, falls ein solches stattfindet, und wo das Wasser die Richtung seiner Bewegung ändert, um wieder aus der Kammer auszutreten.

Die Gleichung 6 zeigt, dafs die Geschwindigkeit $\frac{dx}{dt}$ ganz richtig gleich Null ist für $V = V_e$ und dafs sie es aufserdem ist für

$$\frac{2u_1}{TS} = \frac{p - p_e}{m}.$$

Bezeichnen wir mit p_2 das Maximum des Drucks, welches erreicht wird, wenn $\frac{dx}{dt} = 0$, mit V_2 das entsprechende Volumen, endlich mit H_{max} das Maximum des Ueberdrucks, so dafs $1000\,H_{max} = p_2 - p_e$.

Wir erhalten dann

$$\text{IX.} \qquad H_{max} = \frac{2mu_1}{1000\,TS} = \frac{2Lu_1}{gT}.$$

Es geht aus der Vergleichung der Formeln VIII und IX hervor, dafs wenn der eben gefundene Werth von H_{max} während der Dauer des Schlusses eintritt, das heifst, während t zwischen 0 und T liegt, der durch den Stofs verursachte Ueberdruck, alle übrigen Umstände als gleich vorausgesetzt, bei Vorhandensein eines Windkessels doppelt so grofs sein wird wie beim Fehlen einer derartigen Buffervorrichtung, wenn das Wasser und die Wände der Leitung unelastisch wären. Man sieht ferner, dafs das Maximum des durch einen langsamen Schlufs hervorgebrachten Ueberdrucks immer dasselbe ist, welches auch das Volumen des Windkessels sei, von dem es ja unabhängig ist, immer unter der Bedingung, dafs das Maximum vor der Vollendung des Schlusses eintritt.

Untersuchen wir deswegen, in welchem Augenblick das Maximum des Ueberdrucks eintritt, um festzustellen, ob dasselbe innerhalb des Zeitraums von 0 bis T liegt.

Unter der schon gemachten Voraussetzung, dafs an Stelle der die Veränderungen des Drucks im Windkessel angebenden Hyperbel eine Gerade gesetzt wird, erhalten wir

$$\frac{p - p_e}{p_2 - p_e} = \frac{H}{H_{max}} = \frac{V_e - V}{V_e - V_2}.$$

Aus der Gleichung 6 wird

$$\frac{dx}{dt} = \frac{S}{S'}\sqrt{\frac{1000\,H_{max}}{m(V_e - V_2)}}\sqrt{(V_e - V_2)(V_e - V) - (V_e - V)^2},$$

es ist aber $S'x = V$, demnach $dx = \frac{dV}{S'}$ und

$$dt = \frac{dV}{S\sqrt{\frac{1000\,H_{max}}{m(V_e - V_2)}}\sqrt{(V_e - V_2)(V_e - V) - (V_e - V)^2}},$$

setzen wir $V_e - V_2 = a$ und $V_e - V = z$,

wonach $-dV = dz$, so ist

$$dt = -\frac{1}{S\sqrt{\frac{1000\,H_{max}}{m(V_e - V_2)}}}\,\frac{dz}{\sqrt{az - z^2}}.$$

Integriren wir von 0 bis t und von z_1 bis z, so ergiebt sich

$$t = -\frac{2}{S}\sqrt{\frac{m(V_e - V_2)}{1000\,H_{max}}}$$

$$\times\left(\text{arc tang}\frac{z}{\sqrt{az - z^2}} - \text{arc tang}\frac{z_1}{\sqrt{az_1 - z_1^2}}\right).$$

Nun ist aber $z_1 = V_e - V_e = 0$,

also $$t = \frac{2}{S}\sqrt{\frac{m(V_e - V_2)}{1000\,H_{max}}}$$

$$\times\ \text{arc tang}\frac{V_e - V}{\sqrt{(V_e - V_2)(V_e - V) - (V_e - V)^2}}$$

Digitized by Google

und 7) $t = \sqrt{\frac{2(V_e - V_2)T}{Q}} \text{ arc tang } \frac{1}{\sqrt{\frac{H_{max}}{H} - 1}}.$

H darf weder negativ noch gröfser als H_{max} werden, weil in diesen beiden Fällen t imaginär werden würde. Der Druck geht also nicht unter den statischen herunter. Ferner erhält man so oft H gleich H_{max} wird

$$8)\quad t_a = \sqrt{\frac{2(V_e - V_2)T}{Q}} \text{ arc tang } \infty$$

$$= n\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{2(V_e - V_2)T}{Q}},$$

wobei n eine ganze und ungrade Zahl ist.

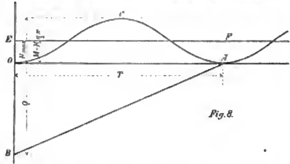
Die Gleichung 8 giebt den Augenblick der Maxima. Wenn H Null geworden ist, giebt die Gleichung 7:

$$9)\quad t_b = \sqrt{\frac{2(V_e - V_2)T}{Q}} \text{ arc tang } 0$$

$$= n\pi\sqrt{\frac{2(V_e - V_2)T}{Q}},$$

wobei n eine ganze Zahl ist.

Die Gleichung 9 giebt den Augenblick der Minima. Wenn man nun in Figur 8 als Abscissen die Zeiten t und



als Ordinaten die entsprechenden Ueberdrucke H, welche durch die Formel 7 gegeben sind, aufträgt, so erhält man eine Reihe von vollkommen gleichen und symmetrischen Schwingungswellen, welche angeben, wie der Druck mit der Zeit sich verändert während der Dauer des Schlusses.

In den meisten Fällen, die uns die Praxis bietet, kann man $V_e - V_2$ bestimmen, indem man einfach setzt

$$V_e - V_2 = V_e \frac{H_{max}}{h + \frac{p_0}{1000}} = V_e \frac{H_{max}}{h + 10},$$

wenn $p_0 = 10000$ ist.

Setzen wir für $(V_e - V_2)$ und H_{max} die betreffenden Werthe, so wird aus den Gleichungen 7, 8, 9:

$$7a)\quad t = 2\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}} \text{ arc tang } \frac{1}{\sqrt{\frac{H_{max}}{H} - 1}},$$

$$8a)\quad t_a = n\pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}}, \text{ wobei } n \text{ ungerade ist,}$$

$$9a)\quad t_b = 2n\pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}}, \text{ wobei } n \text{ eine ganze Zahl ist.}$$

Nennt man i den Zeitraum, der den Augenblick eines Maximums von dem eines Minimums trennt, so sieht man, dafs er gleich ist:

$$X.\quad i = \pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}}.$$

Diese höchst merkwürdige Formel, die, wie ich glaube, ebensowenig bisher veröffentlicht ist, wie die meisten der vor- und nachstehenden Entwickelungen, zeigt, dafs die Dauer der Schwingungen, denen der Druck in einer mit einem Windkessel versehenen Leitung, deren Ausflufsöffnung man langsam schliefst, unterliegt, durch Gesetze bestimmt wird, die durchaus dieselben sind wie die, denen das Pendel folgt. Der Zeitraum i ist nämlich unabhängig von der Anfangsgeschwindigkeit des Wassers in der Leitung u_1 und von der Dauer des Schlusses T. Er ist proportional der Quadratwurzel vom Volumen des Windkessels oder vielmehr desjenigen, dessen Begriff wir späterhin mit dem Namen elastischer Kessel bezeichnen werden. Man mufste übrigens dieses Resultat erwarten, da der Windkessel eine Feder ist und die Schwingungen einer Feder isochron sind.

Es würde von Interesse sein, das Gesetz, nach dem sich der Druck in einem Windkessel mit der Zeit verändert, für den Fall kennen zu lernen, dafs der Schlufs in einem Augenblicke stattfindet.

Wir haben zunächst, wenn wir den Druckverlust vernachlässigen:

$$\tfrac{1}{2}mu_1^2 - \tfrac{1}{2}mu^2 = S'(x_e - x)\frac{p - p_e}{2}$$

$$= S'(x_e - x)\,1000\,\frac{H}{2}$$

nun ist aber $\quad \frac{H}{H_2} = \frac{H}{H_{max}} = \frac{x_e - x}{x_e - x_2}$

also $\quad u = \frac{S'}{S}\frac{dx}{dt} = u_1\sqrt{1 - \left(\frac{x_e - x}{x_e - x_2}\right)^2}$

demnach $\quad dt = \frac{S'}{Su_1}\frac{dx}{\sqrt{1 - \left(\frac{x_e - x}{x_e - x_2}\right)^2}}$

und

$$t = \frac{S'(x_e - x_2)}{Su_1} \text{ arc sin } \frac{x_e - x}{x_e - x_2} = \frac{V_e - V_2}{Q} \text{ arc sin } \frac{H}{H_{max}}$$

oder $\quad t = \sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}} \text{ arc sin } \frac{H}{H_{max}}.$

Die möglichen Werthe von H liegen zwischen $+H_{max}$ und $-H_{max}$. Der Zeitraum, welcher den Augenblick eines Maximums von dem eines Minimums trennt, ebenso wie der Zwischenraum zweier Durchgänge durch den statischen Druck, wo $H = 0$ ist, beibt derselbe wie oben

$$i = \pi\sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h+10)}}.$$

Das mufste so sein, weil der Zeitraum i, den die Formel X giebt, unabhängig ist von der Dauer des Schlusses und in Folge dessen unverändert bleibt, wenn diese Dauer gleich Null wird.

Kehren wir jetzt zur Figur 8 zurück und der Annahme eines langsamen Schlusses, ziehen wir in der Höhe

$$\frac{H_{max}}{2} = M = \frac{Lu_1}{gT}$$

eine Parallele zur Axe der t und beziehen darauf die von uns gezeichnete Tangentoidencurve.

Wenn der Buchstabe H die auf diese neue Axe bezogenen Ordinaten bezeichnet, können wir in der Formel 7)a den Werth

$$2 \text{ arc tang } \frac{1}{\sqrt{\frac{H_{max}}{H} - 1}}$$

durch $\quad \arcsin \frac{\mathrm{H}}{M} + \frac{\pi}{2}$

ersetzen und schreiben

$$\text{XI.} \quad t = \sqrt{\frac{V, L}{8g(h+10)}} \left(\arcsin \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{H}_{max}} + \frac{\pi}{2} \right)$$

da ja $\quad M = \mathrm{H}_{max}$

In den beiden bis jetzt untersuchten Fällen eines langsamen Schlusses und des Schlusses in einem Augenblicke erhält man also schliefslich eine Sinusoide als diejenige Curve, welche die Veränderung des Drucks als Function der Zeit darstellt. In dem, wo der Schlufs in einem Augenblicke stattfindet, beschreibt die Sinusoide ihre Wellen über und unter derjenigen Axe, die dem Ueberdrucke Null entspricht, und im Falle eines langsamen Schlusses bilden sich diese Wellen über und unter einer Parallelen zur Axe der t, deren Höhe über der letzteren M gleich dem Ueberdrucke ist, der sich bilden würde, wenn kein Windkessel vorhanden wäre und das Wasser und die Wände der Leitung nicht elastisch wären.

Wir haben erkannt, dafs für langsamen Schlufs das Maximum des Ueberdrucks, welches in Folge der Elasticität des Windkessels erreicht wird, doppelt so grofs ist, als es beim Fehlen jeder Elasticität sein würde. Untersuchen wir deswegen, wie und in welchem Maafse es für uns möglich sein wird, die Einwirkungen der doppelten Elasticität des Wassers und der Wände der Leitung mit denen eines Windkessels von bestimmter Gröfse zu vergleichen, und versuchen wir, dessen Volumen zu berechnen. Wir wollen den so bestimmten ideellen Windkessel elastischen Kessel nennen, und sein Volumen zusammen mit dem Volumen des wirklichen Windkels soll das Volumen des elastischen Gesammtkessels bilden.

In derselben Zeit, in der das Wasser durch die Verengung der Mündung in seiner Bewegung aufgehalten in den Windkessel eintritt und daselbst den Druck vermehrt, füllt es auch den Raum, der ihm durch die Ausdehnung der Wände der Leitung und seine eigene Zusammendrückbarkeit geliefert wird. Die so längs der ganzen Leitung geschaffenen Räume sind genau proportional der Zunahme des Drucks; dasselbe ist wie wir gesehen haben für die Räume, die das Wasser im Innern des Windkessels einnimmt, nur innerhalb gewisser Grenzen in ähnlicher Weise richtig; diese Grenzen werden jedoch durch die Praxis im Allgemeinen nicht überschritten.

Es wird also genügen, wenn wir, um auf den Inhalt des elastischen Kessels zu kommen, die Räume mit einander vergleichen, welche das Wasser in Folge des Ueberdrucks einnimmt einerseits im Windkessel, andererseits in der ganzen Länge der Leitung; und dies wollen wir jetzt thun, indem wir voraussetzen, dafs am untern Ende der Leitung ein Ueberdruck von 10 Metern entsteht.

A. Elasticität der Wände. — Die Verlängerung des Durchmessers wird betragen:

$$\Delta = \frac{R D}{E},$$

darin bedeutet

E den Elasticitätsmodul der Wände der Leitung,

R die Spannung auf die Flächeneinheit bezogen, die ein Druck von zehn Metern in den Wänden hervorbringt,

D den Durchmesser der Leitung.

Die Zunahme an Volumen findet nicht in allen Fällen auf die ganze Länge der Leitung in gleichem Verhältnisse statt, weil der Ueberdruck je nach den verschiedenen Umständen, die den Schlufs begleiten, sich auch verschieden vertheilt.

Wenn man ein in Bewegung befindliches starres Prisma aufhält, indem man ihm eine gegen sein vorderes Ende wirkende Kraft entgegenstellt, und untersucht, wie die Wirkung derselben von einem Ende des Prismas zum anderen sich überträgt, sieht man sofort, dafs die übertragenen Wirkungen abnehmen wie die Massen, die vor ihnen übrig bleiben, deren Bewegung sie sich widersetzen, das heifst proportional den Längen. In der Mitte der Länge des Prismas ist nur noch die Hälfte der Wirkung vorhanden und auf drei Viertel der Länge bleibt nur noch ein Viertel der Kraft übrig.

Handelt es sich um eine elastische Flüssigkeitssäule, die in einem gleichfalls elastischen Rohre enthalten ist, so kann man annehmen, dafs die widerstehende Kraft oder der Ueberdruck sich auf die gleiche Weise vertheilt, aber immer unter der Bedingung, dafs der Schlufs langsam stattfindet, oder im Falle des Schlusses in einem Augenblicke der eigentliche Windkessel verhältnifsmäfsig grofs ist. Um dies zu beweisen, nehmen wir zunächst an, dafs es in Wirklichkeit so sei. Die Bewegung der ganzen Säule wird unter dieser Annahme verlangsamt:

1. In Folge der Arbeit, die ihr an ihrem unteren Ende entgegenwirkt, und die man erhält, wenn man das Volumen des Wassers berechnet, welches während der betrachteten Zeit durch die Mündung ausgeflossen oder in den Windkessel eingetreten ist, und dieses mit den entsprechenden Ueberdrücken multiplicirt.

2. In Folge der Arbeit, welche längs der ganzen Leitung durch dasjenige Wasser geleistet ist, welches, sei es in Folge der Ausdehnung der Wandungen, sei es in Folge der Zusammendrückbarkeit der Flüssigkeit selbst, Platz gefunden hat. Das Volumen des Wassers, welches so auf jeden laufenden Meter der Leitung noch weiter untergebracht ist, ist proportional der Entfernung vom oberen Ende und sein Gesammtwerth kann durch ein rechtwinkliges Dreieck dargestellt werden, dessen eine Seite die Länge der Leitung bildet, während die andere gleich ist dem Volumen, welches im letzten laufenden Meter am unteren Ende Platz gefunden hat. Die unter 2 beschriebene Arbeit wird dann durch eine Pyramide dargestellt, für welche das Dreieck der Volumina die Basis und der Ueberdruck am untern Ende die Höhe darstellt.

Betrachten wir jetzt die obere Hälfte der Flüssigkeitssäule, ihre Bewegung wird aufgehoben werden:

1. In Folge der Arbeit, die auf den Querschnitt an ihrem unteren Ende ausgeübt wird, die wir berechnen, indem wir das Volumen bestimmen, welches durch diesen Querschnitt geflossen ist — und dies ist nichts anderes als das Volumen, welches durch den Querschnitt am unteren Ende der ganzen Säule geflossen ist, zusammengezählt mit dem, welches in der unteren Hälfte der Leitung in Folge der Elasticität der Wände und der Zusammendrückbarkeit des Wassers Platz gefunden hat — und indem wir es multipliciren mit den entsprechenden Ueberdrucken.

Digitized by Google

2. In Folge der Arbeit, welche in der oberen Hälfte der Leitung durch dasjenige Wasser geleistet ist, welches daselbst in Folge der doppelten Elasticität des Wassers und der Wände noch weiteren Platz gefunden hat.

Im Augenblicke, wo das Wasser in der ganzen Länge der Leitung zum Stillstand gebracht sein wird, oder durchweg dieselbe Geschwindigkeit haben wird, wird man bei einem Vergleich der Summen der eben beschriebenen beiden Reihen von Arbeiten finden müssen, dafs die erste genau das doppelte der zweiten sein mufs. Dieses Verhältnifs findet in Wirklichkeit nicht statt; aber angenähert um so mehr, als das Volumen des Wassers, welches durch die Mündung geflossen oder in den Windkessel eingetreten, verhältnifsmäfsig grofs ist gegenüber dem, welches in Folge des Vorhandenseins der beiden Elasticitäten Platz gefunden hat. Die Annahme der Vertheilung des Ueberdrucks proportional der Länge ist deswegen in diesem Falle als eine in hohem Grade der Wirklichkeit sich annähernd zulässige. Aber ihre Genauigkeit nimmt ab in demselben Maafse, in dem das Volumen des Wassers, welches unten ausgetreten ist, abnimmt gegenüber dem anderen, und der Ueberdruck nimmt dann weit schneller zu als die Entfernungen vom oberen Ende der Leitung.

Man wird bemerken, dafs die Zeit, welche nöthig ist, um unter der Wirkung des Ueberdrucks ein gewisses Volumen Wasser in dem Raum, der durch die Ausdehnung der Wände in der ganzen Länge der Leitung geschaffen ist, unterzubringen, genau dieselbe sein mufs, wie die, welche nöthig ist, um dasselbe Volumen in einen am unteren Ende angebrachten Windkessel eintreten zu lassen. Man kann also, auch was die Zeit anbelangt, die beiden Volumina mit einander vergleichen und das überschüssige Wasser, welches in der ganzen Länge der Leitung Platz gefunden, so betrachten, als ob es in einen am unteren Ende der Leitung gelegenen Hilfswindkessel eingetreten sei.

Die Zunahme an Volumen in Folge der Elasticität der Wände auf die ganze Länge der Leitung ist demnach, wenn man die Vertheilung des Ueberdrucks als proportional der Länge annehmen darf:

$$A_1 = \pi D \frac{\Delta}{2} \cdot \frac{L}{2} = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{L R}{E}.$$

B. Zusammendrückbarkeit des Wassers. — Zur Berechnung der Wirkung der Zusammendrückbarkeit des Wassers sagen wir, dafs die Verringerung des Volumens in Folge eines Drucks von 10 Metern $\frac{51}{1000000}$ beträgt und deswegen die Zunahme an Volumen A_2 für die ganze Länge der Leitung unter denselben Vorbehalten wie oben sein wird:

$$A_2 = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{51}{1000000} \cdot \frac{L}{2}.$$

C. Windkessel. — Das Volumen, welches das Wasser im Windkessel einnimmt, beträgt für einen Ueberdruck von 10 Metern:

$$V_e - V_2 = V_e \frac{10}{h + 10}.$$

Das Volumen W des elastischen Gesammtkessels wird demnach durch die folgende Rechnung gegeben:

$$W_e - W_2 = V_e - V_2 + A_1 + A_2$$

$$W_e \frac{10}{h + 10} = V_e \frac{10}{h + 10} + A_1 + A_2,$$

woraus folgt

$$\text{XII.} \qquad W_e = V_e + (A_1 + A_2)\left(\frac{h}{10} + 1\right).$$

Es ist jetzt möglich, die Figur 8 genau zu construiren, weil man nach der Formel XII den wahren Werth berechnen kann, der für V_e in der Formel XI eingesetzt werden mufs. Wenn man auf der Abscissenaxe den Werth T der Dauer des Schlusses aufträgt und als negative Ordinate im Anfangspunkte die Ausflufsmasse beim Beginn des Schlusses Q, so wird das Dreieck CAB die Wassermengen darstellen, welche während der Dauer des Schlusses durch die Mündung ausgeflossen sind.

Ist dies geschehn, so kann man zunächst feststellen, ob das Maximum des Drucks Zeit gehabt hat, vor dem Ende des Schlusses einzutreten oder nicht. Dann wird man bestimmen, mit welchem Punkte der Curve die Vollendung des Schlusses zusammenfällt; es können vier verschiedene Fälle eintreten:

1. Findet die Vollendung bei einem Punkte statt, der ein Minimum angiebt, wie der Punkt A, so sind die Geschwindigkeiten in der Leitung und dem Kessel gleich Null, der Druck daselbst ist der normale, so dafs von diesem Augenblicke an alles vollkommen unbeweglich bleibt.

2. Ist es im Gegentheil ein Scheitelpunkt der Curve wie C, der der Vollendung des Schlusses entspricht, so werden nach dieser Vollendung eine Reihe von Schwingungen eintreten, welche abwechselnd den Druck unter und über seine normale Höhe bringen, bis die Reibungen die Arbeit, die im Augenblick der Vollendung des Schlusses im elastischen Gesammtkessel enthalten war, vernichtet haben. Die Curve, welche durch die Schwingungen des Drucks, die der Vollendung des Schlusses folgen, beschrieben wird, ist eine Sinusoide, die ihre Wellen um die Axe der t beschreibt und die Höhe des Punktes C als Maximum erreicht.

3. Ist es ein aufsteigender Zweig der Curve, auf den der Augenblick der Vollendung des Schlusses trifft, so bleibt in diesem Augenblicke in der Leitung eine Geschwindigkeit, die ganz genau derjenigen entspricht, welche in der elastischen Kammer vorhanden ist; um sie aufzuheben, ist weiter nichts vorhanden, als die Zusammendrückung der Luft im Kessel sowie die Ausdehnung der Wände, und deswegen mufs die Curve sich derartig verändern, dafs sie eine Sinusoide auf die Axe der t bezogen wird, welche sich an die bisherige Sinusoide derartig anschliefst, dafs beide im Augenblicke der Vollendung des Schlusses gleiche Ordinate und gleiche Tangente haben. Die Gleichheit der Ordinaten geht aus der Gleichheit der beiden Drucke hervor und das Zusammenfallen der Tangenten kommt von der Gleichheit der Geschwindigkeiten in der elastischen Kammer.

4. Ist es endlich ein niedergehender Zweig, der getroffen wird, so haben wir denselben Uebergang von einer Art Sinusoide auf die andere. Die Schwingungen des Drucks, welche auf die Vollendung des Schlusses folgen, sind unter sonst gleichen Umständen von derselben Form wie bei der Annahme unter Nr. 3, vorausgesetzt, dafs der Ueberdruck im Augenblick der Vollendung des Schlusses in beiden Fällen derselbe ist.

Die Figur 8 giebt auf der einen Seite der Axe der t das Dreieck CAB, welches die durch die Mündung ausgeflossenen Volumina darstellt, und auf der anderen die

Digitized by Google

entsprechenden Ueberdrucke. Nun stellt aber das Product dieser beiden Gröfsen die überschüssige Arbeit dar, welche das ausfliefsende Wasser mit sich nimmt. Multiplicirt man das Dreieck $C \Delta B$ mit dem constanten Ueberdruck M, der beim Fehlen jeglicher Elasticität eintritt, so erhält man dasselbe Product, wie wenn man die verschiedenen Differenzialstreifen der Fläche dieses Dreiecks mit den verschiedenen Drucken, die in dem oben unter Nr. 1 beschriebenen Falle entstehn, multiplicirt. Da aber diese Gleichheit in den drei anderen Fällen nicht besteht, so erklärt sich, weswegen dann nach Vollendung des Schlusses die Reihe von Schwingungen entsteht, welche sowohl die im Wasser verbliebene Arbeit als auch die aufserdem in der elastischen Kammer vorhandene zerstören mufs.

Man kann jetzt die wesentlichen Resultate, die wir eben in diesem Paragraphen erhalten haben, zusammenfassen wie folgt:

Der langsame und regelmäfsige Schlufs der Mündung am Ende einer Leitung, welche in Bewegung befindliches Wasser enthält, erzeugt einen Ueberdruck, dessen gröfster Werth immer derselbe ist, gleichviel ob es einen Windkessel giebt oder nicht, unter der einen Bedingung jedoch, dafs der elastische Gesammtkessel so grofs sei, dafs

$$T > i$$

ist, das heifst

$$T > \pi \sqrt{\frac{W_e L}{8 g (h + 10)}}.$$

Langsame Oeffnung. — Alles, was wir über den Schlufs der Mündungen gesagt haben, und alle Formeln, die wir aufgestellt haben, finden sich genau in derselben Weise wieder für regelmäfsige Oeffnungen. Nur wird, was in den ersten Formeln Ueberdruck bedeutete, im zweiten Druckverminderung.

Beispiele. — 1. Die Leitung der Turbine, welche in den Salinen von Bex die Apparate des Systems Piccard zur Verdunstung der Soole treibt, hat 140 m Länge und $0{,}_{80}$ m Durchmesser; das Gefälle h ist daselbst $18{,}_{5}$ m. Wenn die 15 Mündungen des Verheilungskranzes geöffnet sind, beträgt die ausfliefsende Wassermenge 550 Liter und die Geschwindigkeit u_1 in der Leitung erreicht $1{,}_{1}$ m. Um die fünfzehn Mündungen, zu schliefsen, sollte man nicht weniger als 180 Secunden verwenden. Ein Windkessel ist nicht vorhanden und es ist klar, dafs während dieses langen Zeitraums das Maximum des Ueberdrucks mehrere Male erreicht werden wird. Sein Werth ist

$$H_{max} = \frac{2 u_1 L}{g T} = \frac{2 \cdot 1{,}_{10} \cdot 140}{g \cdot 180} = 1{,}_{74} \text{ m.}$$

2. Leitung der Bahn Lausanne-Ouchy.

Berechnen wir zunächst den Inhalt der elastischen Kammer. Die Stärke der Gufswände beträgt 18 mm, die Spannung auf den Quadratmillimeter, welche 10 m Druck entspricht, ist $0{,}_{14}$ kg oder 140000 kg auf den Quadratmeter. Die Verlängerung des Durchmessers ist:

$$\Delta = \frac{140000 \cdot 0{,}_{5}}{10^{10}} = 0{,}_{000007} \text{ m oder } 0{,}_{007} \text{ mm.}$$

Die Zunahme des Volumens A_1 ist

$$A_1 = \pi \cdot 0{,}_{5} \cdot \frac{0{,}_{000007}}{2} \cdot \frac{2550}{2} = 0{,}_{007} \text{ cbm.}$$

Die Zunahme A_2 ist

$$A_2 = \frac{\pi \cdot 0{,}_{5} \cdot 0{,}_{5}}{4} \cdot \frac{51}{1000000} \cdot \frac{2550}{2} = 0{,}_{0127} \text{ cbm.}$$

Das Volumen, welches man zu V_e hinzufügen mufs, um W_e zu finden, ist also

$$(0{,}_{007} + 0{,}_{0127})\left(\frac{140}{10} + 1\right) = 0{,}_{3} \text{ cbm.}$$

Durch Hinzufügung des Federsicherheitsventils, von dem weiter oben gesprochen worden ist, war das ursprüngliche Volumen V_e schon auf $0{,}_{300}$ gebracht worden.

Der elastische Gesammtkessel betrug also $0{,}_{6}$ cbm und die Dauer des Zwischenraums zwischen einem Maximum und einem Minimum von Druck hatte den Werth

$$i = \pi \sqrt{\frac{2550 \cdot 0{,}_{600}}{g \cdot 0{,}_{20} \cdot 150}} = 7{,}_{1}''.$$

Da wir wissen, dafs jede Mündung des Vertheilungskranzes 35 Liter in der Secunde giebt, können wir mit Hilfe der Formel IX verschiedene Maxima von Ueberdruck berechnen.

Wir finden:

$7{,}_{40}$ m wenn d. Dauer d. Schlusses 12″ pr. Mündung beträgt,
$14{,}_{90}$ m „ „ „ „ „ 6″ „ „ „
$22{,}_{30}$ m „ „ „ „ „ 4″ „ „ „

Um die Züge der Bahn Lausanne-Ouchy in Bewegung zu setzen, hatte man eine Turbine mit zwei Kränzen von Schaufeln, die in entgegengesetztem Sinne gerichtet sind, aufgestellt. Die beiden Vertheilungskränze haben Schieber, die durch hydraulische Pressen bewegt werden und diese sind im Stande, jene mit einer Schnelligkeit zu öffnen oder zu schliefsen, die im Anfang einzig und allein von der Art abhing, mit der man die Hähne, die ihnen das Druckwasser zuführen, bewegte. Trotz zahlreicher Ermahnungen an den Maschinisten, er solle suchen die Schieber langsam zu bewegen, kamen mehrere Unaufmerksamkeiten vor und waren gefolgt von Rohrbrüchen, die mehr oder weniger Zerstörungen verursachten.

Die hydraulische Bremse, die an der Maschine angebracht ist, konnte nur entweder ihre Maximalwirkung ausüben, die im Stande ist, der Wirkung des aus allen sieben Mündungen des Vertheilungskranzes zusammen ausströmenden Wassers das Gleichgewicht zu halten, oder gar keine Wirkung, und deswegen war es nicht möglich, sich derselben zu bedienen, um die Züge zum Stillstand zu bringen, weil sie denselben viel zu plötzlich herbeiführte. Man hatte ihre Wirkung dadurch ersetzen müssen, dafs man Druckwasser auf die in entgegengesetztem Sinne drehende Turbine aufschlagen liefs. Daraus folgte, dafs für jeden Lauf des Zuges von einer Haltestelle zur anderen jeder der beiden Vertheilungskränze geöffnet und dann geschlossen werden mufste und so zwei Reihen negativer und positiver Schwingungen des Drucks hervorgebracht wurden. Die Wirkung dieser Veränderungen des Drucks war sehr verschieden und hing einzig und allein von der Geschicklichkeit des Maschinisten ab, dem es häufig gelang, den Einflufs einer Reihe von Schwingungen aufzuheben oder doch wenigstens zu mäfsigen, indem er gleichzeitig eine Oeffnung und einen Schlufs ausführte. Die positiven oder negativen Stöfse, die daraus folgten, waren im Allgemeinen zu schwach, einen Bruch der Gufsrohre herbeizuführen, hatten aber doch zur Folge, dafs die Bleidichtungen herausgedrückt wurden, weil dieselben, abwechselnd zusammengedrückt und ausgedehnt, schliefslich

Digitized by Google

locker wurden und abgingen. Viele Tausend Franken waren im Laufe von zehn Monaten auf die Erneuerung der Dichtungen und Anbringung von eisernen Ringen, die sie hindern sollten von Neuem herauszugehn, verwandt worden.

Als nach Verlauf dieser Zeit der Verfasser dieser kleinen Arbeit um Rath gefragt wurde, liefs derselbe in die Rohre, die den Pressen der Vertheilungskränze das Druckwasser zuführen, Scheiben einschalten, in welche Oeffnungen von so kleinem Durchmesser gebohrt waren, dafs es für den Maschinisten unmöglich wurde, die Oeffnung oder den Schlufs einer Mündung in einer kürzeren Zeit als in 6 Secunden zu bewirken. Gleichzeitig änderte er die Handhabung und die Einrichtung der Hähne der hydraulischen Bremse derart ab, dafs der Maschinist durch dieselbe nach Belieben und innerhalb jeder Zeit jede zwischen Null und dem Maximum liegende Wirkung ausüben konnte. Diese Abänderung an der Bremse gestattete die Benutzung des Druckwassers auf der jeweils im entgegengesetzten Sinne drehenden Turbine aufzugeben und so die Zahl der Stöfse beträchtlich zu vermindern. Die andere Verbesserung hatte den Werth des Ueber- oder Unterdrucks, der entstehen konnte, auf 15 Meter beschränkt. In sechs Wochen waren ohne Vergröfserung des Inhaltes des Windkessels die zahlreichen Schäden der Leitung geheilt.

Vergleicht man bei der Leitung der Bahn Lausanne-Ouchy die Ergebnisse der Rechnung mit denen der Erfahrung, so findet man, dafs das Gesetz der gleichen Dauer der Schwingungen sich am besten bewahrheitet. Diese ist immer dieselbe und stimmt mit dem berechneten Werthe bis auf weniger denn eine halbe Secunde überein.

Was die Höhe der Schwingungen des Drucks anbelangt, so ist dieselbe in der That constant für ein- und dieselbe Geschwindigkeit des Schlusses, gleichviel ob Luft im Kessel ist oder nicht. Doch bringt das Vorhandensein der Leitschaufeln im Vertheilungskranze eine gewisse Störung im Gange der Erscheinung hervor und verhindert die vollkommene Uebereinstimmung zwischen den beobachteten Resultaten und denen, welche die Formel IX vorhersehen läfst. Wir werden etwas später sehen, wie man aus diesem Umstand, der zuerst scheinbar störend auftrat, Vortheil zu ziehen im Stande gewesen ist.

3. Langsamer Schlufs in Leitungen mit veränderlichem Durchmesser und Abzweigungen.

Der Werth des Maximums an Ueberdruck oder Unterdruck, der durch die Formel IX gegeben ist, ist proportional dem Quotienten $\frac{u_1}{T}$, das heifst der Schnelligkeit der Oeffnung oder des Schlusses, so dafs, wenn u_1 und T zusammen und proportional abnehmen oder zunehmen, das Maximum dasselbe bleibt, abgesehen dabei von der Frage, ob der elastische Gesammtkessel dem Maximum überhaupt Zeit gelassen hat, sich zu bilden. Dieses ändert sich also nicht, wenn man die Mündung ganz schliefst oder öffnet, oder wenn man sie nur zum Theil schliefst oder öffnet, unter der einen Bedingung, dafs die Geschwindigkeit der Oeffnung oder des Schlusses in beiden Fällen dieselbe ist und abgesehen von der Beantwortung der Frage, ob das Maximum überhaupt die Zeit hat, sich zu bilden.

Auf den Fall des theilweisen Schlusses oder der theilweisen Oeffnung angewandt, gestaltet sich die Formel IX so:

$$\text{IX a.} \qquad H_{max} = \frac{2L(u_1 - u_2)}{gT},$$

wenn u_2 die Geschwindigkeit am Ende und T die Dauer des Uebergangs von einer Geschwindigkeit zur anderen bedeutet. Nachdem wir dies vorausgeschickt, wollen wir die beiden folgenden Fälle untersuchen, vorausgesetzt für einen wie für den anderen, dafs das Maximum Zeit hat, sich zu bilden.

1. Fall. Leitung mit veränderlichem Durchmesser mit Mündungen, die sammt dem Windkessel alle am Ende der Leitung sich befinden. — Man ersieht leicht aus der Formel IX dafs H_{max} unverändert bleibt, wenn man ohne Aenderung von T eine derartige Einrichtung trifft, dafs das Product $L(u_1 - u_2)$ dasselbe bleibt. Also wird man in dem oben angegebenen Falle das Maximum des Ueberdrucks in der Weise berechnen müssen, dafs man für $L(u_1 - u_2)$ die Summe der gleichartigen Producte setzt und schreibt

$$H_{max} = \frac{2\sum L(u_1 - u_2)}{gT}.$$

Ebenso wird man den Zeitraum t berechnen, indem man in der Formel X an Stelle des Quotienten $\frac{L}{S}$ die Summe der gleichartigen Quotienten $\sum \frac{L}{S}$ setzt.

Beispiel. — Bei der Leitung der Bahn Lausanne-Ouchy kann man an Stelle eines 710 m langen Stücks der Leitung von 500 mm Durchmesser eine 1570 m lange Zweigleitung von 350 mm Durchmesser treten lassen. Bei gleicher Dauer des Schlusses müssen die beiden Veränderungen des Drucks zu einander in dem Verhältnifs stehen

$$\frac{2550}{1840 + 1570\,\frac{0{,}50^2}{0{,}35^2}} = \frac{1}{1{,}97}.$$

Die Erfahrung bestätigt dieses Rechnungsergebnifs unter der Bedingung, dafs man in jedem Falle den Einflufs des Druckverlustes durch die Reibung berücksichtigt. Das kann man annäherungsweise in der Art thun, dafs man $^2/_3$ vom Maximum des Druckverlustes vom Werth des Ueberdrucks abzieht oder zu dem des Unterdrucks hinzuzählt. Diese Bemerkung ist in dem besonderen Falle hier von Wichtigkeit, weil der Druckverlust in dem einen Falle das Vierfache von dem im anderen ist.

2. Fall. Leitung mit veränderlichem Durchmesser und Abzweigungen, welche zwischen ihren beiden Endpunkten keinen Windkessel hat oder doch nur so kleine, dafs die Wassermengen, die hinein- oder herausfliefsen, vernachlässigt werden können gegenüber der Gesammtdurchflufsmenge.

Nimmt man an, dafs man die Wirkung der Zunahme des Drucks auf die in die verschiedenen Zweigröhren zwischen dem Hochbehälter und der Mündung, die man schliefst, eintretenden Wassermengen vernachlässigen darf, so kann man wiederum die Formel anwenden

$$H_{max} = \frac{2\sum L(u_1 - u_2)}{gT}.$$

Man braucht nur die Rohrstrecken von der Mündung, die man schliefst oder öffnet, an gerechnet bis zum Hochbehälter in Betracht zu ziehen, ohne sich um die Abzweigungen, die man unterwegs rechts und links antrifft, zu kümmern,

Digitized by Google

und jedesmal an Stelle des Ausdruckes $(u_1 - u_2)$ die Verminderung der Geschwindigkeit zu setzen, die in der betrachteten Rohrstrecke aus der Gröfse der wegfallenden oder hinzukommenden Durchflufsmenge sich ergiebt.

4. Langsamer Schlufs mit Veränderung in der Geschwindigkeit desselben.

Die Untersuchung der besonderen Art von Stöfsen in Leitungen, an deren Ende sich Wassersäulenmaschinen oder Druckpumpen befinden, erfordert die vorherige Lösung der folgenden Aufgabe.

Gegeben ist eine Leitung, in der das in Bewegung befindliche Wasser sich in zwei Theile trennt, deren einer in den Windkessel eintritt, in dem der Druck vom statischen verschieden ist, und deren anderer durch eine Mündung ausfliefst; zu untersuchen ist, wie sich der Druck verändert, wenn man daran geht, die Ausflufsöffnung ganz oder theilweise zu schliefsen.

Aufser den bisher schon angewandten Bezeichnungen sollen bedeuten:

$v = -\frac{dx}{dt}$ die Geschwindigkeit, mit der das Wasser in den Windkessel eintritt,

$u_1 - w_1 = u_1 - \frac{S'}{S} v_1$ die Geschwindigkeit, welche der Ausflufsmenge bei Beginn des Schlusses entspricht und in dem Rohrstück unmittelbar vor der Mündung, dessen Querschnitt gleich S angenommen wird, vorhanden ist,

T die Zeit, während der man die Oeffnung ganz schliefst oder die man zu einem regelmäfsigen und vollständigen Schlusse brauchen würde, im Falle der Schlufs nur zum Theil ausgeführt wird.

Im Augenblicke t (immer innerhalb T) ist demnach die der Ausflufsmenge entsprechende Geschwindigkeit bei Vernachlässigung der Zunahme dieser Menge in Folge der Zunahme des Drucks:

$$(u_1 - w_1)\left(1 - \frac{t}{T}\right).$$

Verfolgen wir denselben Weg wie bei der letzten Entwickelung, so erhalten wir hinter einander:

$$m\,du = Sp_e\,dt - Sp_e \frac{x_e}{x} dt$$

und wenn $\frac{Sp_e}{m} = a$ und $Sp_e \frac{x_e}{m} = b$

$$1)\qquad \frac{du}{dt} = a - \frac{b}{x}.$$

$$2)\qquad u = -\frac{S'}{S}\frac{dx}{dt} + (u_1 - w_1)\left(1 - \frac{t}{T}\right).$$

Wenn ferner

$$1 - \frac{t}{T} = y \text{ und } -dt = T\,dy,$$

$$3)\qquad \frac{du}{dy} = T\left(\frac{b}{x} - a\right),$$

$$4)\qquad u = \frac{S'}{S}\frac{1}{T}\frac{dx}{dy} + (u_1 - w_1)y,$$

$$5)\qquad \int_{u_1}^{u} u\,du = \frac{S'}{S}\int_{x_1}^{x}\left(\frac{b}{x} - a\right)dx + (u_1 - w_1)\int_{u_1}^{u} y\,du$$

$$\frac{u^2}{2} - \frac{u_1^2}{2} = \frac{S'}{S} b \ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S} a(x - x_1)$$
$$+ (u_1 - w_1)uy - (u_1 - w_1)u_1 y_1 - \frac{S'(u_1 - w_1)}{ST}(x - x_1)$$
$$- \frac{(u_1 - w_1)^2}{2}(y^2 - y_1^2),$$

nun ist aber $y_1 = 1$,

also
$$\tfrac{1}{2}[u - (u_1 - w_1)y]^2 - \tfrac{1}{2}w_1^2$$
$$= \frac{S'}{S} b \ln\frac{x}{x_1} - \frac{S'}{S} a(x - x_1) - \frac{S'(u_1 - w_1)}{ST}(x - x_1),$$

oder
$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 - w_1^2$$
$$= 2\frac{S'}{S}\left[b \ln\frac{x}{x_1} - a(x - x_1) - \frac{u_1 - w_1}{T}(x - x_1)\right].$$

Setzt man eine gerade Linie an Stelle des Hyperbelstücks, welches die Veränderungen des Drucks als Function des Volumens angiebt, so entsteht:

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2$$
$$= \frac{1000}{m}\left[\frac{2m(u_1 - w_1)}{1000\,ST} - (H + H_1)\right](V_1 - V) + w_1^2.$$

Setzen wir

$$\text{XIII.}\qquad 2M = \frac{2m(u_1 - w_1)}{1000\,ST} = \frac{2L(u_1 - w_1)}{gT},$$

so erhalten wir
$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2$$
$$= \frac{1000}{m}[(M - H) + (M - H_1)](V_1 - V) + w_1^2.$$

Setzen wir noch $H - M = \mathrm{H}$*) und lassen als ausreichend genau die folgende Annäherungsgleichung gelten

$$V_1 - V = (H - H_1)\frac{V_e}{h + 10},$$

so können wir schliefslich schreiben

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}(\mathrm{H}_1^2 - \mathrm{H}^2) + w_1^2,$$

$\frac{dx}{dt}$ wird Null, wenn H ein Maximum oder Minimum ist, also:

$$0 = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}(\mathrm{H}_1^2 - \mathrm{H}^2_{max}) + w_1^2,$$

$$w_1^2 = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}(\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}_1^2)$$

$$\left(\frac{S'}{S}\right)^2\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = \frac{V_e g}{SL(h + 10)}(\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}^2),$$

$$\left(\frac{S'}{S}\right)\frac{dx}{dt} = \sqrt{\frac{V_e g}{SL(h + 10)}}\sqrt{\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}^2},$$

und es ergiebt sich schliefslich

$$\text{XIV.}\qquad \frac{S'}{S} v = B\sqrt{\mathrm{H}_{max} - \mathrm{H}^2},$$

wenn
$$B = \sqrt{\frac{V_e g}{SL(h + 10)}}.$$

Man weifs, dafs $S' dx = \frac{V_e}{h + 10} d\mathrm{H}$,

also

$$\int_0^t dt = \sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h + 10)}}\int_{\mathrm{H}_1}^{\mathrm{H}}\frac{d\mathrm{H}}{\sqrt{\mathrm{H}^2_{max} - \mathrm{H}^2}}.$$

$$\text{XV.}\quad t = \sqrt{\frac{V_e L}{Sg(h + 10)}}\left(\arcsin\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{H}_{max}} - \arcsin\frac{\mathrm{H}_1}{\mathrm{H}_{max}}\right),$$

oder

$$At = \left(\arcsin\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{H}_{max}} - \arcsin\frac{\mathrm{H}_1}{\mathrm{H}_{max}}\right),$$

wenn
$$A = \sqrt{\frac{Sg(h + 10)}{V_e L}}.$$

Aus der Formel XV ergiebt sich, dafs die Curve, welche die Veränderungen des Drucks darstellt, in einer

*) Auf die verschiedene Bedeutung von H und H sei hier besonders aufmerksam gemacht. D. R.

Digitized by Google

mit einem Windkessel versehenen Leitung, deren Ausflufsmündung man schliefst oder öffnet, stets eine Sinusoide ist. Nur ist je nach dem besonderen Falle die Lage dieser Sinusoide eine verschiedene und sie ist mehr oder weniger convex.

Während die Abnahme oder Zunahme der Ausflufsmenge regelmäfsig vor sich geht, bilden sich die Wellenlinien der Sinusoide um eine Parallele zur Axe der t, deren Entfernung von dieser Axe den durch die Formel XIII gegebenen Werth M hat, welcher genau dem Ueberdruck oder Unterdruck gleich ist, der nothwendig sein würde, um die Ausflufsmenge des Wassers genau im selben Maafse zu mindern oder zu mehren, falls keine Elastizität vorhanden wäre. Die Geschwindigkeit und der Druck in der Leitung beim Beginn der Veränderung im Schliefsen oder Oeffnen sind die Umstände, welche das Maximalmaafs bestimmen, um das sich die Sinusoide von der Geraden, um welche sie ihre Wellenbewegungen beschreibt, entfernt. Hört die Veränderung der Ausflufsmenge auf, oder ist letztere gleich Null, so bilden sich die Wellen, bis sie durch die Reibung aufgehoben werden, um die Axe der t selbst, und die Umstände, von denen die Pfeilhöhe der Schwingungen abhängt, sind der Druck und die Geschwindigkeit, die in der Leitung im Augenblicke, in dem die Veränderung der Ausflufsmenge aufgehört hat, bestanden.

Alle diese Sinusoiden schneiden auf der Geraden, um welche sie ihre Wellenlinien ziehen, Strecken von ein und derselben Länge ab, nämlich

$$i = \pi \sqrt{\frac{V_e L}{Sg\,(h + 10)}}.$$

Wenn man die Oeffnungen des Leitschaufelkranzes einer Turbine mittelst des Schiebers — es wird nur einer angenommen — in gleichförmiger Bewegung schliefst, so bringt man in Wirklichkeit keine gleichförmige Veränderung der Ausflufsmenge der Leitung hervor, da ja während der ganzen Zeit, die der Schieber braucht, um mit seiner Vorderkante an einer Schaufel vorbeizugehen, und selbst noch etwas länger, derselbe die Ausflufsmenge in keiner Weise verändert, letztere vielmehr constant bleibt. Daraus ergiebt sich, dafs die in Figur 8 gezeichneten Wellenlinien auf diesen besonderen Fall des Schlusses nicht vollständig passen.

Bei Beginn eines Schlusses (oder einer Oeffnung) des Leitschaufelkranzes einer Turbine, wenn der Druck im Windkessel (abgesehen vom Druckverlust in Folge der Reibung) der statische und die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers daselbst Null ist, wird ein erstes mehr oder weniger grofses Stück der in Figur 8 dargestellten Sinusoide anwendbar sein. Aber während der ganzen Zeit, in der der Schieber an der ersten Leitschaufel vorbeigeht, hört die Ausflufsmenge auf sich zu verändern oder ändert sich doch nur sehr wenig, die Sinusoide, welche die Drucke darstellt, nimmt eine andere Gestalt an und statt um die Gerade EF ihre Wellen zu ziehen, wird sie dies um die Axe OA thun. Dies zweite Sinusoidenstück verbindet sich mit dem ersten derartig, dafs sie dieselbe Tangente haben (das heifst dieselbe Geschwindigkeit des Eintritts in den Windkessel) und dieselbe Ordinate (das heifst denselben Druck) im Augenblicke der Verbindung.

Wenn diese Begegnung des Schiebers mit der ersten Leitschaufel um die Mitte des aufsteigenden Zweiges der ersten Sinusoide herum stattfindet, so hat sie die Wirkung, dafs die Tangente an die Curve schneller nach einer zur Axe Ot parallelen Lage herumgebogen wird, so dafs das dritte Sinusoidenstück, welches ebenso wie das erste um die Gerade EF schwingen mufs, sich viel weniger als das erste von dieser Geraden EF, sei es nach oben, sei es nach unten, entfernen wird. Das Maximum des Ueberdrucks wird so geringer sein, als es sein würde, wenn die Leitschaufel nicht vorhanden wäre. Die weiteren Begegnungen der Leitschaufeln mit dem Schieber haben nur noch einen geringen Einflufs auf die allgemeine Form der Curve, weil die Tangenten derselben sich nicht mehr viel von einer zur Axe Ot parallelen Lage entfernen.

Findet im Gegentheil diese erste Begegnung des Schiebers mit der Leitschaufel in der Gegend der Mitte des absteigenden Zweiges der ersten Sinusoide statt, so hat sie die Wirkung, dafs die Tangente der Curve nach einer Verticalen zur Axe Ot herumgebogen wird, so dafs die folgenden Sinusoiden mit ihren Wellen unter Ot hinabsteigen und dann um das gleiche Maafs sich über EF erheben, so dafs eine Ueberschreitung des ursprünglichen Maximums stattfindet.

Finden die Begegnungen mit den Leitschaufeln in der Nähe der Scheitel C oder A statt, so hat der Ersatz eines Stückes der Sinusoide, die um EF schwingt, durch das einer solchen, die um Ot schwingt, nur sehr wenig Einflufs auf die allgemeine Form der Curve.

Nachdem dies festgestellt ist, sind wir in der Lage, die Frage, in welchem Falle man eine Leitung mit einem Windkessel versehen mufs, und welches, wenn die Anordnung eines solchen rathsam erscheint, die Maafse sind, die man ihm zu geben hat, erschöpfend zu beantworten.

1. Wenn der Schlufs oder die Oeffnung der Mündungen sehr langsam stattfindet (Schieber durch Schrauben oder Zahnstangen bewegt), so ist es nicht nöthig, einen Windkessel anzuordnen, weil die Kraft des Stofses sehr gering ist und es deswegen wenig ausmacht, ob man eine mehr oder weniger grofse Zahl von Uebergängen von einem Maximum zu einem Minimum des Drucks hat.

2. Wenn wie bei der Bahn Lausanne-Ouchy Oeffnungen und Schlüsse genügend langsam stattfinden, so dafs der positive oder negative Stofs des Widders nicht sehr gefährlich für die Leitung ist, kann es doch gut sein, wenn man einen Windkessel anordnet, weil dieser erstens bewirkt, dafs die Zahl der Schwingungen des Drucks abnimmt (die Dauer des Zeitraums i, der ein Maximum von einem Minimum trennt, ist wie wir gesehen haben, proportional der Quadratwurzel des Volumens des elastischen Kessels) und weil man zweitens, wenn es sich um Schlüsse mit ungleichförmiger Geschwindigkeit handelt, wie dies bei gewissen Zuleitungsapparaten der Fall ist, durch sorgfältige Wahl der Dimensionen des Windkessels die Gröfse des Stofses vermindern kann.

In Anwendung obiger Sätze hat man bei der Bahn Lausanne-Ouchy den alten Windkessel durch einen neuen ersetzt. Dieser enthält gewöhnlich 1200 Liter Luft, so dafs der Zeitraum i gleich $11{,}_8$ Secunden ist. Dieses Verhältnifs zwischen i und der neuen Dauer des Schlusses einer Oeffnung (7 bis 8 Secunden) bewirkt, dafs das Maximum des Ueberdrucks um 3 bis 4 m geringer ist, als es ohne die Unterbrechung des Schlusses, welche das Vorhandensein

Digitized by Google

der ersten Leitschaufel herbeiführt, sein würde. Durch eine Vergröfserung des Windkessels könnte man in dieser Hinsicht noch bessere Resultate erzielen, aber es ist vortheilhafter, wenn man ihm keinen zu grofsen Inhalt giebt, weil die Geschwindigkeit, die nach Vollendung des Schlusses noch übrig bleibt, unter sonst gleichen Verhältnissen um so gröfser ist, je geräumiger der Windkessel ist, und in Folge dessen auch die Zeit um so gröfser ist, welche die Reibung braucht um jene zu vernichten. Je mehr Zeit vergeht, ehe die Geschwindigkeit aufgehoben ist, um so gröfser ist die Wahrscheinlichkeit, dafs noch etwas von ihr übrig ist in dem Augenblick, wo von Neuem eine Oeffnung oder ein Schlufs stattfindet, und dafs dann das System von Schwingungen des Drucks, welches diese unter normalen Umständen begleitet hätte, durch jene in ungünstigem Sinne beeinflufst wird.

3. Wenn endlich Schlüsse und Oeffnungen in einem Augenblicke oder vielmehr nahezu in einem Augenblicke stattfinden, was in der Praxis sich sehr selten ereignen dürfte, so wird es vortheilhafter sein, einen Windkessel anzuwenden als ein Ventil, weil der Windkessel verhindert, dafs die Druckabnahme zu stark wird, was ein Ventil nur sehr indirect und unvollkommen bewirken kann. Die Maafse des Windkessels sind nach den Formeln I und III zu berechnen.

Wir wollen nunmehr diejenigen Stöfse des Widders untersuchen, welche den Wassermotoren und Druckpumpen eigenthümlich sind. Wir setzen voraus, dafs das System der Leitung des Wassers in den Apparaten sorgfältig genug gewählt ist, wie es übrigens auch fast immer der Fall ist, so dafs die Geschwindigkeit des Kolbens die der Ausflufsmenge regelt und man sich um Verengungen der Einflufsöffnungen nicht zu kümmern braucht. — Wir beginnen mit dem leichtesten Falle, in dem zwei Wassermotoren unter 90° gekuppelt sind.

Die Resultate, die wir hierbei erhalten, sind übrigens auf zwei doppeltwirkende gekuppelte Pumpen in gleicher Weise anwendbar.

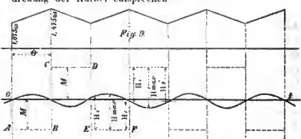
Stöfse des hydraulischen Widders, welche zwei unter 90° gekuppelte Wassermotoren hervorbringen.

Wir setzen zunächst zur Vereinfachung der Rechnung voraus, dafs die Hauptleitung, die beiden kurzen Leitungsstücke, die zu den Wassermotoren führen, der Windkessel und der Cylinder des Wassermotors selbst denselben Querschnitt S haben. Da diese Querschnitte aus den Resultaten verschwinden, sind letztere davon unabhängig und behalten ihre Gültigkeit auch dann, wenn die oben vorausgesetzte Gleichheit nicht besteht.

Es sei ω die Maximalgeschwindigkeit eines Kolbens und Θ die Dauer von $\frac{1}{8}$ Umdrehung der Kurbel.

Die Umdrehungsgeschwindigkeit der Welle, welche die beiden Wassermotoren kuppelt, wird als constant angesehen und wir nehmen an, dafs man den Einflufs der kurzen Kolbenstange auf die Ausflufsmenge vernachlässigen kann.

Wenn der eine Kolben auf dem todten Punkte steht, hat der andere seine Maximalgeschwindigkeit, und die Gesammtgeschwindigkeit der Ausflufsmenge ist ω. Nach einer Umdrehung von 45° ist die Ausflufsmenge beider Cylinder zusammengerechnet ein Maximum und die Gesammtgeschwindigkeit der Ausflufsmenge hat den Werth $\omega\sqrt{2}$. Eine zweite Umdrehung von 45° läfst die Gesammtgeschwindigkeit wiederum bis auf den Werth ω abnehmen. Die Curve, welche die Veränderung der Ausflufsmenge darstellt, erhält man, wenn man die Ordinaten der beiden leicht zu construirenden Sinusoiden addirt. An Stelle dieser Curve kann man ohne grofsen Fehler eine gebrochene Linie setzen, deren Scheitel abwechselnd in einer Entfernung von $1,_{075}\,\omega$ und $1,_{475}\,\omega$ von der Axe Ot liegen und in Entfernungen gleich Θ auf einander folgen, welche der Dauer von $\frac{1}{8}$ Umdrehung der Kurbel entsprechen.



Der obere Theil der Figur 9 stellt die Veränderungen der Geschwindigkeit der Ausflufsmenge und der untere Theil die entsprechende Veränderung des Drucks dar.

Während des ersten Zeitraums Θ nimmt die Ausflufsmenge zu; folglich schwingt die Sinusoide, welche die Veränderungen des Drucks darstellt, um die Parallele AB, die unter der Axe der t liegt. Während des zweiten Zeitraums Θ schwingt die Sinusoide um die Gerade CD, die über der Axe der t liegt, da es sich ja um eine Verminderung der Ausflufsmenge oder mit anderen Worten um eine Schliefsung der Ausströmungsöffnung handelt. Berechnen wir zunächst das Maafs M, um welches die Geraden wie AB oder die wie CD von der Axe der t entfernt sind.

Die Formel XIII giebt

$$M = \frac{L(u_1 - v_1)}{g\,T},$$

da ja $\qquad S = S'$ und $\omega_1 = v_1$.

Nun erhält man aber, wenn man $(u_1 - v_1)$ die Anfangsgeschwindigkeit der Ausflufsmenge mit der Zeit T dividirt, die man in Wirklichkeit verwendet oder verwenden müfste, um einen vollkommenen Schlufs herbeizuführen, genau dasselbe Resultat, wie wenn man den Theil $0,_4\,\omega$ der Geschwindigkeit der Ausflufsmenge, der verschwindet, mit der Zeit Θ dividirt, die verwendet wird, um den theilweisen Schlufs zu bewirken, also ist

$$M = \frac{0,_4\,L\omega}{g\,\Theta}.$$

Diese Entfernung M ist dieselbe für die Zunahme und Abnahme der Ausflufsmenge.

Aus einer ziemlich kurzen Untersuchung ersieht man leicht, dafs in den meisten praktischen Fällen der Theil der Sinusoide, der der Axe der t am nächsten liegt, derjenige ist, der zur Anwendung gelangt, so dafs ganz entgegen dem, was auf den ersten Blick naturgemäfs erscheint, vielmehr Druckverminderungen während der Schlüsse und Druckvermehrungen während der Oeffnungen stattfinden. Bei jeder Umdrehung der Kuppelungswelle giebt es 4 Maxima und 4 Minima des Drucks, oder im Ganzen 4 Schwingungen.

Es sind jetzt zunächst die Grenzen zu berechnen, innerhalb deren die Scheitel der Sinusoiden sich von der Axe der t entfernen.

Digitized by Google

Aus der allgemeinen Formel XV

$$\Delta t = \arc \sin \frac{H}{H_{max}} - \arc \sin \frac{H_1}{H_{max}}$$

ergiebt sich

$$H^2_{max} \sin \Delta\Theta = H_2 \sqrt{H^2_{max} - H_1^2} - H_1 \sqrt{H^2_{max} - H_2^2}$$

wenn wir zunächst für t seinen Endwerth Θ und für H seinen entsprechenden Schlufswerth, den wir H_2 nennen wollen, einsetzen und dann die bekannte Formel benutzen

$$\sin (a - b) = \sin a \cos b - \cos a \sin b.$$

Schaffen wir dann die Wurzeln fort, so erhalten wir:

$$H^2_{max} \sin^2 \Delta\Theta = H_1^2 + H_2^2 - 2 H_1 H_2 \cos \Delta\Theta.$$

Zur Bestimmung dieser ersten Sinusoide haben wir also eine Gleichung mit drei Unbekannten, welche sind: die Ordinate des Scheitels und die der beiden Endpunkte des betrachteten Segments. Aber kennt man einmal diese erste Sinusoide, so bestimmt diese alle folgenden.

Wir haben nämlich, um die drei unbekannten Ordinaten des Segments der zweiten Sinusoide zu bestimmen, zunächst eine erste Gleichung von derselben Form wie die vorbergehende

$$H'^2_{max} \sin^2 \Delta\Theta = H'^2_1 + H'^2_2 - 2 H'_1 H'_2 \cos \Delta\Theta.$$

Der Umstand, dafs die beiden Sinusoiden einen Punkt gemeinsam haben, giebt die zweite Gleichung:

$$2 M = - H_2 - H'_1.$$

(Diese beiden Ordinaten sind nämlich negativ.)

Endlich giebt die Gleichheit der Tangenten am Verbindungspunkte oder, was auf dasselbe hinauskommt, die Gleichheit der Eintrittsgeschwindigkeit in den Windkessel im Augenblick des Uebergangs von einer Oeffnung zu einem Schlusse nach Formel XIV die dritte Gleichung:

$$B \sqrt{H^2_{max} - H_2^2} = B \sqrt{H'^2_{max} - H'^2_1}$$

oder

$$H^2_{max} - H_2^2 = H'^2_{max} - H'^2_1.$$

So sind also, sobald eine Sinusoide bestimmt ist, alle anderen es auch. Dürfen dies nun irgend welche ganz beliebige Sinusoiden sein? Offenbar nicht, denn damit die Regelmäfsigkeit der Bewegung aufrecht erhalten bleibt, mufs eine vollkommene Symmetrie zwischen den Schwingungen über und unter der Axe der t bestehen, damit die Arbeit, welche das ankommende Wasser aufzuhalten strebt, die durch das Product der Flächen der oberen Sinusoiden multiplicirt mit den zugehörigen Ausflufsmengen dargestellt wird, vollständig der beschleunigenden Arbeit gleich ist, welche durch das Product der Flächen der unteren Sinusoiden mit den zugehörigen Ausflufsmengen multiplicirt dargestellt wird.

Das einfachste System der Symmetrie, was man sich vorstellen kann, ist dasjenige, bei dem man voraussetzt, dafs die beiden Endpunkte jedes Sinusoidensegments auf der Axe der t liegen, so dafs zwischen je einer Achtelumdrehung der Kurbel und der folgenden vollkommne Symmetrie herrscht. Unter dieser Voraussetzung entsteht aus der umgewandelten Formel XV

$$H^2_{max} \sin^2 \Delta\Theta = 2 M^2 (1 - \cos \Delta\Theta)$$

und daraus

$$H_{max} = M \sqrt{\frac{2}{1 + \cos \Delta\Theta}} = \frac{M}{\cos \frac{\Delta\Theta}{2}}.$$

Das Maximum des Ueberdrucks oder Unterdrucks ist somit

$$H_{max} = M - H_{max}$$

oder

XVI. $$H_{max} = M \left(\frac{1 - \cos \frac{\Delta\Theta}{2}}{\cos \frac{\Delta\Theta}{2}} \right).$$

Der Bogen $\frac{\Delta\Theta}{2}$ ist im Allgemeinen sehr klein, so dafs man zunächst setzen kann

$$H_{max} = \frac{M}{2} \sin^2 \frac{\Delta\Theta}{2}$$

und wenn man dann für den Sinus den Bogen setzt und für M und für $\Delta\Theta$ die entsprechenden Werthe einführt, ergiebt sich

$$H_{max} = \frac{0_{,04}\, \Theta Q (h + 10)}{V_e},$$

in welcher Formel Q die mittlere Ausflufsmenge beider Wassermotoren zusammen bedeutet.

Dies Gleichgewichtssystem ist offenbar nicht das einzige, welches bestehen kann, aber es ist gleichzeitig dasjenige, welches die geringsten Veränderungen des Drucks giebt, und dasjenige, welches am wahrscheinlichsten ist.

Die umgewandelte Formel XV, welche nur dann zulässig ist, wenn der Bogen $\Delta\Theta$ genügend klein ist, führt zu folgenden ganz merkwürdigen Resultaten:

1. Die Stöfse des Widders, die durch jeden Kolbenhub im Windkessel einer Leitung hervorgebracht werden, welche zwei unter 90° gekuppelte Wassermotoren speist oder von zwei eben so angeordneten Pumpen gespeist wird, sind von der Länge dieser Leitung unabhängig.

2. Da für ein und dieselbe Anlage das Product ΘQ constant ist, änderen sich die Stöfse des Widders nicht, wenn sich die Geschwindigkeit der Motoren oder der Pumpen ändert, eine Erscheinung, die übrigens auch durch die Erfahrung bestätigt wird. Diese Wahrnehmung erlaubt uns, die Formel XVI in der folgenden einfacheren Form zu schreiben:

XVI a. $$H_{max} = \frac{0_{,02}\, C (h + 10)}{V_e}$$

in der C den Inhalt eines Cylinders bedeutet.

3. Das Verhältnifs zwischen dem gröfsten Ueberdruck H_m und dem Ueberdruck M, der, wenn gar keine Elasticität vorhanden wäre, die Geschwindigkeit in der Hauptleitung genau wie die der Ausflufsmenge abzuändern im Stande wäre, ist im Allgemeinen sehr klein, so dafs die Geschwindigkeit in der Leitung im Allgemeinen nahezu constant ist.

Nichts ist übrigens leichter, als dies durch die Rechnung nachzuweisen.

Die Geschwindigkeit v_1, mit der das Wasser in den Windkessel eintritt, von welchem wir annehmen, dafs er denselben Querschnitt wie die Leitung hat, ist im Augenblick, wo die Ausflufsmenge ein Minimum wird:

$$v_1 = B \sqrt{H^2_{max} - M^2} = B M \sqrt{\frac{2}{1 + \cos \Delta\Theta} - 1}$$
$$= B M \operatorname{tg} \frac{\Delta\Theta}{2}.$$

Ist der Bogen $\frac{\Delta\Theta}{2}$ klein, so kann man an Stelle der Tangente den Bogen selbst setzen und man hat $v_1 = 0_{,2}\, \omega$.

Die Geschwindigkeit in der Leitung ist in diesem Augenblicke

$$u_1 = 1_{,075}\, \omega + 0_{,2}\, \omega = 1_{,275}\, \omega.$$

Digitized by Google

Die Geschwindigkeit des aus dem Windkessel anstretenden Wassers im Augenblicke, wo die Ausflufsmenge ein Maximum ist, ist auch gleich $0,_8\ \omega$; folglich ist die Geschwindigkeit in der Leitung im selben Augenblicke

$$u_2 = 1,_{475}\ \omega - 0,_2\ \omega = 1,_{275}\ \omega.$$

Die Geschwindigkeit u_1 ist das Maximum von u, weil sie auf eine Periode folgt, in der beschleunigende Arbeit stattgefunden hat. Die Geschwindigkeit u_2 ist das Minimum von u, da sie ja nach einer Periode verzögernder Arbeit stattfindet. Daraus ergiebt sich, dafs die Geschwindigkeit u vollkommen constant ist in den Grenzen, innerhalb deren es zulässig ist, an Stelle der Tangente den Bogen $\frac{A\Theta}{2}$ zu setzen. Diese Ersetzung dürfte streng genommen nur stattfinden, wenn $\frac{A\Theta}{2}$ gleich Null ist, das heifst V_e unendlich grofs.

Im Allgemeinen ist es aber nicht nöthig, dafs V_e so beträchtlich grofs sei, um den Bogen $\frac{A\Theta}{2} = \frac{\Theta}{2}\sqrt{\frac{8g(h+10)}{V_e L}}$ genügend klein zu machen, so dafs der Fehler, der bei jener Vertauschung begangen wird, vollständig vernachlässigt werden kann.

Hat man im Gegentheil $A\Theta = \pi$ so ist

$$H_{max} = \frac{M}{\cos\frac{\pi}{2}} = \infty \text{ und } H_{max} = \infty.$$

Erklären wir uns dies Resultat:

Man weifs, dafs $\qquad i = \pi\sqrt{\frac{V_e L}{8g(h+10)}},$

also auch $\qquad i = \Theta.$

Kehren wir zur Figur 9 zurück, so sehen wir leicht, dafs wenn $\Theta = i$ oder selbst wenn i nur um ein Geringes gröfser ist als Θ, das System der Symmetrie, welches wir bei den Wellen der Sinusoiden vorausgesetzt haben, nicht mehr möglich ist, und die auf Grund dieser Voraussetzungen entwickelten Resultate keinen Werth mehr haben.

Stöfse des hydraulischen Widders, welche ein einziger Wassermotor hervorbringt.

Wir wollen dieselben Bezeichnungen anwenden wie im vorigen Paragraphen und dieselben Umstände voraussetzen.

Die Geschwindigkeit der Ausflufsmenge wird durch eine einzige Sinusoide dargestellt, die wir zur Vereinfachung der Rechnung durch eine gebrochene Linie, welche Figur 10 (s. S. 564) darstellt, ersetzen können. Die Annäherung dieser Ersatzlinie an die Curve ist sehr grofs für das erste Achtel der Umdrehung, weniger grofs für das zweite Achtel.

Die Curve, welche die Veränderungen des Drucks angiebt, wird durch eine Reihe von Sinusoidensegmenten gebildet werden, die nacheinander ihre Wellen um die Geraden AB, CD, EF, GH u. s. w. ziehen.

Die Gerade AB, um welche das erste Sinusoidenstück schwingt, mufs folgende Entfernung von der Axe der t haben

$$M = \frac{0,_{75}\, L\omega}{g\Theta}.$$

Die Geraden CD und EF liegen in der Entfernung

$$M' = \frac{0,_{25}\, L\omega}{g\Theta} = \tfrac{1}{3} M.$$

Man kann sich leicht klar machen, dafs in der Praxis die zur Anwendung kommenden Sinusoidenstücke solche sind, dafs man entgegen dem, was von vorn herein naturgemäfs erscheint, Ueberdruck während der Oeffnungen und Unterdruck während der Schlüsse hat. Wer irgend einmal Wassermotoren im Gange gesehen, hat auch hören können oder fühlen, wenn er die Hand auf den Windkessel legte, dafs das Maximum des Ueberdrucks oder der Stofs des Widders immer eine gewisse Zeit nach dem Durchgang durch den todten Punkt eintritt.

Das einfachste System wechselnder Beschleunigung und Verzögerung, was bei der Geschwindigkeit einer Leitung vorkommen kann, wenn ein constanter mittlerer Werth derselben aufrecht erhalten bleiben soll, ist offenbar dasjenige, welches besteht, wenn die Axe der t durch die Sinusoiden an den beiden todten Punkten und an den beiden Punkten, welche der Maximalausflufsmenge entsprechen, geschnitten wird. Man hat dann bei jeder Umdrehung der Kurbel zwei Maxima und zwei Minima des Drucks oder zwei Schwingungen, wenn man diesen Ausdruck vorzieht. Das Maximum der Geschwindigkeit in der Leitung entspricht den beiden todten Punkten, während das Minimum bei den Punkten der Maximalausflufsmenge stattfindet.

Das Sinusoidenstück, welches um AB schwingt, mufs der Gleichung Genüge leisten

$$1)\quad H_{max}^2 \sin^2 A\Theta = M^2 + H_2^2 - 2MH_2 \cos A\Theta.$$

Das Sinusoidenstück, welches um CD schwingt, giebt als zweite Gleichung

$$2)\quad H'^2_{max} \sin^2 A\Theta = (H^2 - \tfrac{1}{3}M)^2 + \left(\frac{M}{3}\right)^2 - 2(H_2 - \tfrac{1}{3}M)\frac{M}{3}\cos A\Theta.$$

Endlich liefert die Bedingung, dafs im Berührungspunkte die Tangenten zusammenfallen müssen oder die Geschwindigkeiten im Windkessel gleich sein müssen, die dritte Gleichung

$$3)\quad H^2_{max} - H_2^2 = H'^2_{max} - (H_2 - \tfrac{1}{3}M)^2.$$

Zieht man aus der Gleichung 3) den Werth von H'^2_{max} und substituirt ihn in die Gleichung 2), so ist es möglich, H^2_{max} aus 1) und 2) zu climiniren und den Werth von H_2 zu entwickeln, nämlich

$$H_2 = M\left(\frac{2 + \cos A\Theta}{3\cos A\Theta}\right).$$

Dieser Werth von H_2 in die Gleichung 1) eingeführt, giebt schliefslich für H_{max} den Werth

$$H_{max} = \frac{M}{3\cos A\Theta}\sqrt{\frac{2\cos^2 A\Theta + 4(1+\cos A\Theta)^2}{1+\cos A\Theta}},$$

und daraus XVII

$$H_{max} = M\left(\frac{1}{3\cos A\Theta}\sqrt{\frac{2\cos^2 A\Theta + 4(1+\cos A\Theta)^2}{1+\cos A\Theta}} - 1\right).$$

Da der Bogen $A\Theta$ im Allgemeinen klein ist, kann man obigen Werth vereinfachen. Man erhält zunächst:

$$H_{max} = \frac{M}{3\cos A\Theta}\sqrt{\frac{2 - 2\sin^2 A\Theta}{1+\cos A\Theta} + 8}.$$

Nun ist aber $\frac{2 - 2\sin^2 A\Theta}{1+\cos A\Theta}$ nahezu gleich eins, also

$$H_{max} = \frac{M}{\cos A\Theta},$$

angenähert $\qquad H_{max} = M(1 + \tfrac{1}{2}\sin^2 A\Theta)$

und $\qquad H_{max} = \tfrac{1}{2} M \sin^2 A\Theta.$

Digitized by Google

Ersetzt man den Sinus durch den entsprechenden Bogen, so ergiebt sich schliefslich

$$\text{XVIIa.} \quad H_{max} = \frac{0{,}_{64}\, Q\, \Theta\, (h + 10)}{V_e} = \frac{0{,}_{12}\, C (h + 10)}{V_e},$$

wobei C den Cylinderinhalt bedeutet.

Unter sonst gleichen Umständen bringt also ein einzelner Wassermotor oder eine einzelne doppeltwirkende Pumpe bei jedem Kolbenhub einen funfzehnmal so grofsen Stofs im Windkessel hervor, als derjenige ist, den zwei gekuppelte Pumpen oder Wassermotoren hervorbringen würden.

Trotzdem könnte die Regelmäfsigkeit der Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung nahezu eben so grofs sein, wie bei zwei gekuppelten Maschinen, und dies wollen wir jetzt untersuchen.

Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung, welche einen einzelnen Wassermotor speist, ist $\frac{2}{\pi}\omega = 0{,}_{6375}\,\omega$. Die gebrochene Linie, die wir behufs Vereinfachung der Rechnung an Stelle der die Veränderung der Ausflufsmenge des Wassermotors darstellenden Sinusoide gesetzt haben, hat eine Form, bei der eine mittlere Geschwindigkeit von $0{,}_{685}\,\omega$ vorausgesetzt wird.

Beim Durchgang durch den todten Punkt ist die Geschwindigkeit in der Leitung gleich derjenigen, mit welcher das Wasser in den Windkessel, gleichen Querschnitt desselben vorausgesetzt, eintritt; folglich ist:

$$u_1 = v_1 = B\sqrt{H^2_{max} - M^2} = BM\sqrt{\frac{1}{\cos^2 A\Theta} - 1}$$
$$= BM \operatorname{tg} A\Theta.$$

Setzen wir für B und M die betreffenden Werthe ein und für die Tangente $A\Theta$ den Bogen, so finden wir

$$v_1 = 0{,}_{78}\,\omega.$$

Die Geschwindigkeit, mit der das Wasser in der Leitung zufliefst, würde also nicht constant bleiben, selbst dann nicht, wenn der Windkessel unendlich grofs wäre. Dies offenbar unmögliche Resultat zeigt, dafs das besondere System der Symmetrie zwischen den verschiedenen Sinusoiden, dessen Bestehen wir vorausgesetzt haben, nicht eintreten kann und dafs dasjenige, welches in Wirklichkeit besteht, viel complicirter ist. Die Maxima des Drucks in den ausgeführten Anlagen sind also stärker als diejenigen, welche die Formel XVIIa giebt, und kehren nicht bei jeder Umdrehung der Kurbel in gleicher Stärke wieder.

Beispiele. In den Salinen von Bex ist am Ende einer gufseisernen Leitung von 640 m Länge und $0{,}_{10}$ m Durchmesser mit einem Gesammtgefälle von 115 m ein Schmidt'scher Wassermotor aufgestellt. Derselbe hat einen Durchmesser von $0{,}_{09}$ m, einen Hub von $0{,}_{10}$ m und macht 70 bis 80 Umdrehungen in der Minute. Ein kupferner Windkessel am Wassermotor enthält gar keine Luft mehr, denn er ist schon seit lange in Thätigkeit, ohne dafs man jemals sich bemüht hätte, diejenige Luft, die sich wahrscheinlich zu Anfang darin befunden hat und allmäig vom Wasser verschluckt worden ist, zu ersetzen.

Die Formeln XVII oder XVIIa können auf diesen Fall nicht angewandt werden, weil kein Windkessel mehr da ist. Der elastische Kessel, so viel Einflufs er sonst auch haben mag, befindet sich hier weder in Verbindung mit einem wirklichen Windkessel, noch hat er eine Ausflufsmenge, die nur theilweise unterbrochen wird, kann also weder so berechnet werden, wie wir es bisher gethan haben, noch genau so wie ein wirklicher Windkessel wirken. Der Ueberdruck, der sich darin bildet, mufs sehr bedeutend sein, nach der Gewalt der Stöfse zu urtheilen, die man bei jeder halben Umdrehung der Kurbel hört und die, durch das Echo der Gallerie, in der die Maschine steht, zurückgeworfen, einen wenig beruhigenden Eindruck auf den Besucher machen. Bei jedem Stofs des Widders wird die ganze Leitung erschüttert, sie zittert heftig und das letzte Stück derselben, welches unmittelbar vor dem Wassermotor um einen rechten Winkel gebogen ist, verschiebt sich um mehrere Millimeter. Dabei würde es sehr leicht sein, mittelst eines kleinen Hilfsgefäfses, ähnlich dem, welches bei Gelegenheit der mit comprimirter Luft belasteten Ventile beschrieben ist, den kupfernen Windkessel, der 15 Liter Inhalt hat, mit Luft unter 115 m Druck zu füllen.

Der Bogen $A\Theta$ wird dann klein (ungefähr 7°). Bei Anwendung der Formel XVIIa würde man als Maximum des Ueberdrucks finden

$$H_{max} = \frac{0{,}_{15} \cdot 125 \cdot 0{,}_{64}}{15} = 0{,}_{80}.$$

Dieser Werth $0{,}_{80}$ ist geringer als der wirkliche, wie wir ja nachgewiesen haben. Eine ungleichförmige Bewegung des Motors würde ihn noch weiter erhöhen.

Es giebt in Städten, die mit Druckwasserleitungen versehen sind, wie Lausanne, Genf und andere, mehrfach Wassermotoren mit Windkesseln, welche die verschiedensten Formen und Farben haben, aber nicht die mindeste Luft enthalten. Sie bringen, wenn sie im Gange sind, einen unaufhörlichen und oft betäubenden Lärm in Folge der zu heftigen Stöfse des hydraulischen Widders hervor. Dieser Lärm kann in gewissen Fällen für die Nachbarn sehr unangenehm sein, während gleichzeitig die Veränderungen des Drucks den Bleidichtungen der Hauptleitungen nachtheilig sind. Ich glaube, die betheiligten Verwaltungen würden gut thun, wenn sie sich versicherten, dafs in jedem Falle ein Windkessel von genügendem Inhalte vorhanden und mit Luft gefüllt ist, die zu geeigneter Zeit erneuert werden kann. Hat man kein Hilfsgefäfs, um Luft unter Druck in den Windkessel einzuführen, so mufs dieser so grofs sein, dafs die Luft, die man unter Atmosphärendruck eintreten läfst, noch einen angemessenen Raum einnimmt, nachdem sie comprimirt ist.

Als Beispiel einer Maschine mit zwei unter 90° gekuppelten Cylindern will ich die Druckpumpen anführen, die nach den Plänen des Herrn Callon in der Pumpstation zu Genf aufgestellt sind.

Der Durchmesser der Cylinder ist $0{,}_{425}$ m, der Hub $0{,}_{7}$ m und die Zahl der Umdrehungen war am Beobachtungstage 15. Der Windkessel hat einen nutzbaren Raum von $1{,}_{9}$ cbm und die Druckhöhe erreicht 45 m. Die Leitung von $0{,}_{33}$ m Durchmesser, die vom Windkessel ausgeht und durch zwei gekuppelte Pumpen gespeist wird, ist sehr kurz; sie hat nur 7 m Länge. Sie mündet nämlich dann in einen zweiten aufserordentlich grofsen Windkessel, das ist der Punkt, an dem alle die Wassermengen, die die verschiedenen im selben Hause aufgestellten Pumpen liefern, sich vereinigen. Die Gleichförmigkeit in der Wasserlieferung der Leitungen, welche diesen zweiten Windkessel speisen, reicht hin, den Druck daselbst fast absolut constant zu erhalten.

Digitized by Google

Für die Rechnung, die wir anzustellen haben, kann er deswegen als Hochbehälter der Leitung, mit der wir uns beschäftigen, angesehen werden.

Der Bogen $\varDelta\Theta$ ist

$$\varDelta\Theta = \tfrac{1}{2}\sqrt{\frac{0{,}0855 \cdot 55 \cdot g}{1{,}9 \cdot 7}}$$

und entspricht 54°.

Der Werth M ist

$$M = \frac{0{,}4 \cdot 7 \cdot 0{,}96}{\frac{1}{2} \cdot g} = 0{,}537 \text{ m},$$

also ist nach Formel XVI

$$H_{max} = 0{,}537 \left(\frac{1 - \cos 27^0}{\cos 27^0}\right) = 0{,}066 \text{ m}.$$

Die Formel XVIa würde gegeben haben:

$$H_{max} = \frac{0{,}02 \cdot 0{,}104 \cdot 55}{1{,}9} = 0{,}06.$$

Die gesammte Schwingung des Drucks oder der Unterschied zwischen einem Maximum und einem Minimum müfste demnach 13 cm betragen.

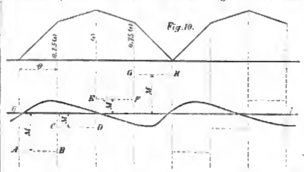
Die Beobachtung hat gezeigt, dafs die Schwingungen den Werth von 20 bis 30 cm erreichen. Sie gehen nicht alle bis zum selben Punkte auf dem Maafsstabe des Manometers und sind einander nicht vollkommen gleich. Dies beweist, dafs das besondere System der Symmetrie, dessen Vorhandensein wir bei Aufhebung der Formel XVI vorausgesetzt haben, in diesem besonderen Falle sich nicht einstellt. Uebrigens war in dem Augenblicke, in dem die Beobachtungen angestellt worden sind, in den Lagern der Pleuelstangen, die die Bewegung auf die Kolben übertragen, viel Spielraum, so dafs an jedem todten Punkte die Kurbel einen ziemlich langen Bogen beschrieb, während der Kolben unbeweglich blieb. Daraus folgte, dafs die gebrochene Linie, welche die Ausflufsmengen darstellt, an jedem Brechpunkte abgeplattet und durch eine Gerade ersetzt war. Dieser Umstand hatte zur Folge, dafs der Werth der Maxima des Ueberdrucks und Unterdrucks vergröfsert wurde, wie man sich leicht klar machen kann.

Uebrigens entstehen die hauptsächlichsten Stöfse, denen die von uns besprochene Anlage unterworfen ist, in den Saugeröhren und den Druckrohren zwischen Pumpe und Windkessel.

Diese Druckrohre haben für jede Pumpe $0{,}30$ m Durchmesser und ungefähr 3 m Länge, von der etwa die Hälfte beiden Enden eines Cylinders gemeinsam dient. Sie haben natürlich keinen Windkessel an ihrem unteren Ende; der elastische Kessel ist sehr klein, kann nach Formel XII berechnet werden und während eines grofsen Theils des Kolbenhubes wie ein wirklicher Windkessel wirken, da während der Zunahme oder Abnahme der Ausflufsmenge mehrere vollständige Schwingungen stattfinden können. Die Sinusoiden, welche den Druck darstellen, schwingen um Parallelen zur Axe der t, die so aufeinander folgen wie im ersten Theil der Figur 10, nur in umgekehrter Reihenfolge. Die gröfste Entfernung M einer dieser Parallelen von der Axe der t ist

$$M = \frac{L \cdot 0{,}75\,\omega}{g\,\Theta} = \frac{3 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}15}{\frac{1}{2} g} = 0{,}52 \text{ m}.$$

Der Stofs des Widders beim Angehen ist deswegen wahrscheinlich $1{,}04$ m und kann zunehmen oder abnehmen beim Uebergang von einer Sinusoidenart zur anderen. In dem Augenblicke, in dem im Sinne der Bewegung des Kolbens ein Wechsel stattfindet, müssen sehr verwickelte Erscheinungen eintreten, denn der beiden Druckröhren gemeinsame Theil



schwingt noch nach einer unteren Sinusoide und soll mit einem Male mit der anderen Abzweigung nach einer oberen Sinusoide schwingen.

Diese Erscheinungen wiederholen sich in noch gröfserer Stärke bei den Saugeröhren, welche die doppelte Länge haben.

Diese besonderen Stöfse des Widders haben keine den Bestand der Maschinen gefährdenden Wirkungen, aber sie sind wahrscheinlich die Ursache davon, dafs die Ventile zeitweise klappern. Zu beweisen scheint dies der Umstand, dafs wenn man die Hähne an den Saugerohren schliefst, welche dazu dienen, in diese eine gewisse Menge Luft eintreten zu lassen, die sich mit dem Wasser vermischt und mit demselben bis in den Druckwindkessel gefördert wird die Ventile leichter klappern. Das erklärt sich, da ja der Windkessel, der so in gewissem Sinne geschaffen war, nicht mehr vorhanden ist, und deswegen die Schwingungen des Drucks häufiger und schneller werden müssen.

Bei der nahegelegenen ähnlichen Anlage hat Herr Roy kleine Hilfskessel auf die Sauge- und Druckrohre gesetzt, aber da der Werth i daselbst wenig von Θ abweicht, haben sie nur geringen Einflufs auf das Spiel der Ventile.

Wir sind der Ansicht, bei einer ähnlichen Anlage mufs man folgende zwei Vorsichtsmaafsregeln treffen:

1. So nahe wie möglich den Druck- und den Saugewindkessel, welchen letzteren man nie fortlassen darf, da er ebenso wichtig wie der andere ist, an die Pumpe selbst heranlegen.

2. Für jeden Cylinder die beiden Saugerohre von einander unabhängig machen und ebenso die beiden Druckrohre.

Gothische Zimmermalerei aus Fritzlar.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 69 im Atlas.)

Wer auf der Main-Weser-Bahn von Cassel nach Frankfurt a/M. fährt, gewahrt von der Station Wabern aus, in der Entfernung einer Meile nach Westen gelegen, die Thürme der das fruchtbare Edderthal beherrschenden alten Bonifaciusstadt Fritzlar. Der Ort, abseits der Touristenstrafse gelegen und von Architekten seltener als er es verdient auf-

Digitized by Google

gesucht, hat einen reichen Schatz älterer Architektur und Kleinkunst sich gerettet. Zwei gröfsere Kirchen und eine Reihe von Capellen repräsentiren die mittelalterliche Baukunst in allen Phasen ihres Entwicklungsganges; einige Steinhäuser aus gothischer Zeit, schöne reiche Holzbauten der Renaissanceperiode, der erhaltene Mauerring mit seinen Thürmen und die uralte Edderbrücke vervollständigen das interessante Stadtbild. Eine höchst anziehende, malerische Baugruppe bildet die hochgelegene Stiftskirche, der sog. „Dom", mit seinem Kreuzgang und seinen Stiftsgebäuden, der Bonifaciuscapelle und dem Fachwerksbau der Stiftsbibliothek sowie der prachtvollen westlichen Vorhalle, dieser Perle des Uebergangsstyls.*) Vom frühen Romanismus an, dessen Gepräge die ältesten Partien des Kirchengebäudes selbst noch aufweisen, bis zum Barocco und Zopf sind hier alle Kunststyle vertreten, und der Baukünstler mag hier Skizzen sammeln von dem architektonischen Detail des 12. und des 18. Jahrhunderts und der zwischengelegenen Zeiten. Aber auch Derjenige, dem daran gelegen ist, den Grundsätzen nachzuforschen, von denen unsre Vorfahren sich leiten liefsen, wenn es sich um Ausstattung der Bauräume mit Wand- und Glasmalerei, mit Tafelbildern, mit Sculptur, mit Mobiliar und Gebrauchsgeräthen jeder Art handelte, findet in der Stiftskirche und ihren Appertinentien eine reiche Ausbeute. Ein Theil dieser Schätze ward erst wieder zugänglich, ja ist erst förmlich aufgefunden und aus Staub und Finsternifs hervorgesucht worden, seit in der Person des jetzigen Fritzlarer Landdechanten der Stiftskirche ein kunstverständiger, sachbegeisterter Pfleger erstanden ist. Erst in den 70er Jahren ward dann auch der Raum so zu sagen entdeckt, dessen wohlerhaltene spätgothische Wand- und Deckenbemalung Gegenstand der vorliegenden Veröffentlichung ist.

Ich weifs nicht, ob die moderne Decorationsmalerei in meist gedämpften und blassen Farben in Wirklichkeit das dem neuzeitlichen Empfinden correct Entsprechende und in Wahrheit aus ihm herausgewachsen ist, oder ob sie ein Uebergangsstadium darstellt zwischen dem freudelosen Farbenhafs verwichner Jahrzehnte und der etwa noch bevorstehenden Rückkehr zu der Lust an kräftiger, leuchtender Farbengebung, wie sie das Mittelalter und noch zum guten Theil die zunächst folgenden Zeitabschnitte charakterisirt. Im letzteren Falle würden die wenigen gut erhaltenen Reste romanischer und gothischer Polychromie in Deutschland noch einmal eine erhöhte Wichtigkeit in Anspruch nehmen; im erstern gebührt ihnen wenigstens ein kunsthistorisches Interesse.

Das in Rede stehende Zimmer, im Oberstock des Ostflügels des Kreuzgangs bei der Fritzlarer Stiftskirche gelegen, bietet eines der lehrreichsten unter den noch vorhandenen Beispielen von solcher Polychromirung und möge deshalb im Folgenden eine eingehende Beschreibung finden.

Der genannte Kreuzgangsflügel ist von einfacher Tiefe, welche im Obergeschofs indefs durch eine Fachwerkswand getheilt wird, so dafs in diesem Obergeschofs zwischen den parallelen Aufsenwänden des Flügels unser Zimmer und neben ihm noch ein schmaler Corridor Platz finden. Das Zimmer ist nicht mehr in voller ursprünglicher Länge vorhanden; wie sich sicher constatiren läfst, hat es ehemals eine Längenausdehnung von drei Fensteraxen und ein Längenmaafs von 7 m besessen; vor etwa 50 Jahren ist durch eine roh eingezimmerte Wand eine Axenlänge abgetrennt und in dem abgetrennten Stück bei dieser Gelegenheit Putz sammt Malerei zerstört worden. Das Zimmer hat die geringe Breite von $2,_{84}$ m und ist $2,_{44}$ m hoch.

Der Fufsboden besteht aus ca. 40 cm breiten starken Eichenbrettern und ist vielleicht noch der originale. Die Wände sind mit Lehm geputzt. Soweit sie massiv, ist dieser Putz in doppelter Lage auf das Sandbruchstein-Mauerwerk getragen; auf den Fachwänden bildet er nur eine Schicht; die Gefache derselben sind mit Flechtwerk und Lehm geschlossen, die Zimmerhölzer, um den über sie hinwegziehenden Putz besser haften zu machen, auf der Innenfläche mit dem Eisen eingekerbt. Einen überraschenden Anblick gewährt die Balkendecke, insofern sie von dem Bilde einer mittelalterlichen Decke nach landläufiger Vorstellung weit abweicht und ganz dieselbe Herstellung aufweist, die in der betreffenden Gegend für solche Decken noch heute üblich ist; es ist eine unter den Balken hinweg glatt durchgeputzte Lehmdecke; wiederum sind die Unterflächen dieser Balken eingekerbt; die Balkengefache sind geschlossen mit gewickelten Wellerhölzern, auf Wellerleisten liegend, die — mit der Unterkante bündig — an die Balken genagelt sind.

Die eine Längswand des Zimmers ist in regelmäfsiger Eintheilung mit den drei — jetzt zwei — in tiefen Nischen liegenden Fenstern durchbrochen. Sie sind eintheilig, im Lichten 50 cm breit und 110 cm hoch und mit Quadern eingefafst; das Profil des Gewändes ist, an allen vier Kanten der Oeffnung gleichmäfsig herumlaufend, nach innen ein Falz, nach aufsen ein Fasen. Diese Fenster haben, eine aufserordentliche Seltenheit, die ursprünglichen Holzflügel bewahrt. In der gegenüberliegenden Wand liegt die Thür; sie schlägt, nach dem Zimmer hin, bündig in den Falz der sichtbar belassenen, massiven, auf der Corridorseite gefasten Zarge, und ist eine glatte Bretterthür mit zwei horizontalen, auf Grat eingeschobenen gefasten Leisten; das eingelassene, mit verziertem, geschmiedetem Deckblech versehene Schlofs ist nur nach dem Corridor hin sichtbar; die ganze Thür ist gleichfalls noch die ursprüngliche.

Bemalt sind nun Wände und Decke und zwar in Leimfarben. An den Wänden beginnt die Malerei erst über einem unteren, 46 cm hohen, unbemalt im sichtbaren Lehmputz stehenden Streifen, der die Höhe angiebt, in welcher einst hölzerne Sitzbänke die Wände umzogen haben. Diese Bänke sind in den Zeichnungen auf Blatt 69 im Atlas restaurirt worden. Ueber ihnen nun ist ringsum die Wand in zwei Höhenabtheilungen zerlegt, von denen die untere, niedrigere dunkelrothen, die obere, fast doppelt so hohe, weifsen Grund zeigt. Beide sind durch einen in Brusthöhe des Beschauers liegenden Fries geschieden. Dieser Fries ist in kurze Abschnitte eingetheilt, die theils ein Maafswerkmuster, theils Wappenschilde aufweisen. Der untergelegene rothe Wandfufs ist wechselnd mit Teppichwerk und mit Ranken bemalt, die obere weifse Wand mit Rankenzügen und Spruchbändern, zu denen auf der erhaltenen Giebelwand ein figürliches Bild hinzutritt.

*) Baugeschichte, Beschreibung und gute Abbildungen der Stiftskirche und ihrer Nebenbaulichkeiten geben H. v. Dehn-Rotfelser und F. Hoffmann in den „Mittelalterlichen Baudenkmälern in Kurhessen".

Digitized by Google

Die verwendeten Farben sind:

Weifs;

Roth: sog. Englisch-Roth, in einem dunklern und (in kleineren Parthien) in einem mit Weifs versetzten hellen Tone;

Mennigroth;

Schwarz;

Grau;

Grün: der grünen Erde ähnlich und in zwei Tönen; diese Farbe ist an vielen Stellen verloschen;

Ockergelb: in zwei Tönen, hell und dunkel;

Schwefelgelb: ausschliefslich in den Wappen, für Gold verwendet;

Casseler Braun.

Der Fries ist oben und unten mit je zwei 3 cm breiten Strichen von Grau und Schwarz eingefafst; zwischen ihnen haben die Maafswerkfelder sämmtlich schwarzen Grund, aber wechselnd weifse und rothe, einmal auch graue Stränge. Die Wappenschilder des Frieses liegen sämmtlich in länglich-viereckigen weifsen Feldern; sie selbst und ihre Wappenfiguren sind den heraldischen Tincturen entsprechend gemalt, und ist Alles an ihnen schwarz contourirt.

Ohne dafs darin ein System zu erkennen wäre, sind gewisse Abschnitte des rothen Wandfufses mit Ranken und andere, durch einen senkrechten Strich gegen diese abgesetzt, mit Teppichen geschmückt. Die Ranken sind sammt ihren Blättern weifs; die Teppiche ohne jede Modellirung und mit schwarzen Strichen gezeichnet; letztere besitzen an Ober- und Unterkante einen in der rothen Grundfarbe verbleibenden Saum, auf dem weifsgefärbte, schwarzcontourirte Perlen sitzen.

Auf der oberen weifsen Wandfläche sind die Ranken ohne Ausnahme mit Roth gezeichnet, die Blätter aber zeigen abwechselnd die rothe, hellrothe, grüne und hellockergelbe Färbung; die Trauben sind auf ihrer ganzen Fläche hellgrün oder hellroth gefärbt und auf diesen Grund die einzelnen Beeren mit dunklerem Grün, bezw. Dunkelroth aufgesetzt. Diese weifse Wand entbehrt jedes abschliefsenden Frieses.

Das auf der Nordwand aufgemalte, eine Kreuzigung darstellende Bild hat einen weifsen, von der umgebenden Fläche sich in keiner Art abhebenden Grund und eine Einfassung von Grau und Schwarz; weifs sind auch die Sterne und das Kreuz, dieses indefs mit braunen Aderstrichen versehen. Das Fleisch der Figuren ist hell, wenig mit hellem Braun schattirt. Das Haar des Crucifixus ist grau, das des Johannes gelb, die Dornenkrone grün; die Nimben sind weifs, nur der der Muttergottes mennigroth; weifsgefärbt sind ferner die Taube, das Spruchband auf dem Kreuze, der Schurz des Heilands, der Mantel der Maria und der Rock des Johannes, ferner der Erdboden; das Marienfigürchen trägt einen mennigrothen Rock und der Johannes einen eben so gefärbten Mantel. Alle diese Partien sind theils schwarz, theils braun, theils grau contourirt, die Gewandfalten aber aufserdem von einem schwachen, braunen Modellirton begleitet.

In die bisher beschriebene Decoration finden sich verschiedenartige Anfschriften verwoben:

Das vorgenannte Figurenbild trägt aufser den Buchstaben auf dem Kreuze: i(hesus) n(azareuus) r(ex) i(udeorum) auf der unteren Einfassung, in weifsen Minuskeln und mit rothem Initial die Worte: Ego sum vitis vera. Ueber der Thür steht auf weifsem Spruchband: Jhesus maria: Jhesus maria in Schwarz, die Initialen mennigroth; auf dem Thürflügel befindet sich ein weiteres Spruchband, ehemals auch einige, jetzt zerstörte Charaktere tragend; erhalten ist aber, wieder unter diesem, die weifse, mit rothem Initial geschmückte Inschrift: Ite et vos in vineam meam.

Ein gröfseres Interesse indefs nehmen einige Inschriften in Anspruch, welche beweisen, dafs das Stiftscapitel unsern Raum einst mit der Bestimmung, zur Einübung der gottesdienstlichen Chöre zu dienen, hergestellt hat. Solcher Inschriften sind drei vorhanden, deren Auflösung mir jedoch beim Mangel musikgeschichtlicher Kenntnisse nicht recht gelingen will. Auf der einen Längswand trägt ein $2{,}_{10}$ m langes Spruchband die Worte:

Chorus vacans primis respon[deus] par[· · · ·]
req · · · par[?] · Ordo inter sex.

Auf der Wand gegenüber ist in viel kleinern Buchstaben dem Randstreifen des Frieses aufgeschrieben:

· is chorus primis respondens par[· · · ·]
req · · · par [?] · Ordo inter quinque

und

· is chorus primis respondens parrochialis.
Ordo inter quatuor.

Es ist wahrscheinlich, dafs einige weitere solcher Inschriften sich in dem jetzt abgetrennten, früher gleichfalls bemalten Theil des Zimmers befunden haben, und dafs sich das Ganze auf die Aufstellung übender Chöre bezogen hat. Eine etwaige specielle Deutung mufs ich Berufenen überlassen.

Was dem modern gewöhnten Auge bei dieser Malerei sehr auffällig erscheinen mufs, ist, dafs die einzelne Wand durchaus nicht als ein in sich abgeschlossenes Ganzes aufgefafst worden ist, sondern dafs die Rankenzüge sowohl in der unteren als in der oberen Wandpartie in unbefangenster Weise die Ecke ignoriren und von einer Wand auf die andere hinüber sich fortentwickeln. Selbst die Endrolle eines Spruchbandes umkröpft die Ecke. Noch weniger geht mit den gang und gäben Vorstellungen zusammen die Behandlung, welche die Thür- und Fensterflächen hier gefunden haben. Beide sind nämlich durchaus nach dem Princip der heutigen „Tapetenthüren" in die Wandfläche hineingezogen. In der gegebenen Abbildung wird die hart an einer Ecke des Raumes belegene Thür sichtbar, über die man Ranken- und Teppichwerk rücksichtslos hinweggeführt hat. Ebenso kröpft sich auf der gegenüberstehenden Seite die Malerei von der Wand hinweg auf die Leibungen der Fensternischen und von diesen auf die breiten Holzflächen der noch zu beschreibenden Fensterflügel hinüber. An der Fensterwand sind in Manneshöhe, etwas hohlliegend, einige halbrund-profilirte Leisten befestigt; sie scheinen zum Hinterstecken etwa von Schrifttafeln gedient zu haben; auch sie sind einfach mit übermalt.

Gehen wir zur Beschreibung der glattgeputzten Decke über, so ist zunächst zu erwähnen, dafs deren Grundfarbe im Anschlufs an die obere Wandhälfte ein reines Weifs ist und sie einer äufseren Einfassung ebenso entbehrt wie die Wände eines abschliefsenden Frieses; vielmehr geht der Grund von Wand und Decke unmittelbar in einander über. Beherrscht wird die ganze Composition dieser Decke durch eine riesige Rose, welche auf der Mitte derselben aufgemalt ist und nahezu die ganze Deckenbreite zum Durchmesser hat.

Digitized by Google

Die aufserhalb dieser Rose verbleibende Fläche ist ganz mit rothen in gleichfalls rothe Blätter auslaufenden Rankenzügen belegt. Die Rose ist nach dem bekannten spätgothischen Muster gezeichnet und fünftheilig. Es ist eine „gefüllte“ Rose, die um das innere Auge herum fünf Blattkränze aufweist. Diese sind abwechselnd mit rothen Anlagen und mit brauner Schraffirung ohne Annahme einer bestimmten Lichtrichtung von innen nach aufsen heraus concentrisch modellirt. Aus den fünf Zwickeln des äufsersten Kranzes hervor wachsen fünf grofse reich gezeichnete Blumen, die in Weifs, Grün, gelbem Oker und Mennige gemalt sind. Sie und die Rose selbst hat man kräftig, theilweis doppelt — in Braun und Schwarz — contourirt.

In Betreff der Ausführung dieser Decoration wurde schon erwähnt, dafs die Farbe eine Art von Leimfarbe ist; dieselbe haftet indefs sehr fest. Gemalt ist Alles, auch die geraden Striche, freihändig; nur die Mafswerke und die Weinblätter sind schablonirt worden; für letztere sind Schablonen von vier verschiedenen Gröfsenabstufungen vorhanden gewesen.

Die Erhaltung ist vortrefflich; das Ganze befindet sich noch im Originalzustand und ist von jeder spätern Übermalung verschont geblieben. Die Entstehungszeit angebend, deuten die Formen auf die Mitte des 15. Jahrhunderts.

Dem sorgsamen Beobachter kann es nicht entgehen; dafs die gemalten Decorationen der gothischen Periode, so weit sich deren erhalten haben, der Idee nach durchaus im Zusammenhang stehen. Keine von denen, die wir kennen, ist die Schöpfung einer Augenblickslaune des betreffenden Künstlers, sondern es nimmt auf diesem Gebiete die Tradition dasselbe Recht in Anspruch, wie auf dem der eigentlichen Architektur. Nach- und theilweis nebeneinander machen verschiedenartige Systeme ihre Herrschaft geltend, von denen sich aber eines aus dem andern entwickelt hat. Unser Beispiel gehört der für das 15. und 16. Jahrhundert charakteristischen Klasse an, bei welcher das rothstengelige Rankenwerk auf weifsem Grunde den Effect bestimmt. Mein Aufsatz über gothische Wandmalerei in Jahrgang 1876 und 1879 der „Deutschen Bauzeitung“ bietet Fälle zur Vergleichung.

Anhangsweise sei ausführlicher der schon erwähnten, ein seltnes Vorkommnifs bildenden Fensterläden gedacht, deren über vierhundertjähriges Alter dadurch erwiesen wird, dafs die Wandbemalung sich über ihre Fläche hin fortsetzt. 54 zu 114 cm messend, sind sie aus zwei nebeneinanderstehenden Brettern angefertigt, deren Stärke 22 mm beträgt. Die Verbindung beider geschieht auf der Fuge durch eine mit dem Stemmeisen eingearbeitete dreikantige Nuth und entsprechende Feder und durch zwei wagrecht liegende, auf Grat eingeschobne Leisten. Zwei geschmiedete und bündig eingelassene Fischschwanzbänder nebst einem geschmiedeten Schubriegel bilden den Beschlag. Auf der Mitte der Holztafel ist eine viereckige, 26 zu 51 cm messende Oeffnung eingeschnitten, deren Kante zur Aufnahme der — jetzt verschwundenen — Verglasung einen Falz, aufser ihm aber auch einen Fasen bekommen hat. Man ersieht, dafs die leuchtende Glasfläche eine sehr geringe ist (kaum $^1/_{40}$ der Fufsbodenfläche des Zimmers gleichkommend), doch reicht sie zu mäfsiger Erhellung des Raumes aus.

So ist denn dieser kleine Zimmerraum vermöge seiner Erhaltung in der ursprünglichen Verfassung geeignet, in mehrfacher Hinsicht unsre Kenntnifs von mittelalterlicher Innenarchitektur zu bereichern, oder doch wenigstens einige wenig gekannte Eigenthümlichkeiten derselben mit neuen Beispielen zu belegen. Ich habe hierbei, abgesehen von der Composition der Wandmalerei selbst, speciell die jenen Zeiten ganz geläufige Uebermalung der Holzflächen von Thüren und Fenstern, die Gestaltung der Fensterflügel als volle, nur mit Ausschnitten versehene Läden, die sinnige und sehr nachahmenswerthe Verbindung von Freihand- und Schablonenmalerei im Auge.

Die auf Bl. 69 mitgetheilten Zeichnungen sind im Maafsstab von $^1/_{10}$ der natürlichen Gröfse aufgetragen und geben die erhaltene Giebelwand des Raumes ganz, die eine Langwand aber zu einem gewissen Theile ihrer Länge wieder.

Carl Schäfer.

Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Coblenz, über die Mosel bei Güls und über die Lahn oberhalb Niederlahnstein.

(Fortsetzung.)

II. Die Moselbrücke der Staatsbahn bei Güls.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 52 bis 56 im Atlas und auf Blatt L im Text.)

A. Allgemeines.

Etwa 4 km oberhalb Coblenz, unmittelbar hinter dem Dorfe Moselweis, überschreitet die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls die Mosel, durchschneidet alsdann das auf dem linken Moselufer liegende Dorf Güls und schliefst sich gleich hinter Güls an die eigentliche Moselbahn an, welche stromaufwärts bis jenseits des grofsen Kaiser-Wilhelm-Tunnels bei Cochem das linke Moselufer innehält.

Die Ueberschreitung des Flusses erfolgt nicht rechtwinklig zum Stromstrich, sondern unter einem durch die Terraingestaltung bedingten Winkel von 80°, übrigens aber an einer für die Herstellung einer festen Brücke günstigen Stelle. Die Mosel hat daselbst ein regelmäfsig ausgebildetes Profil, ist von festen, bereits ausgebauten Ufern begrenzt und hat zu beiden Seiten nur ein sehr beschränktes Inundationsterrain, welches einerseits durch die nahezu hochwasserfreie, unmittelbar am rechten Ufer hinführende Coblenz-Trier'er Provinzialstrafse, andererseits durch die bis ziemlich dicht an den linksuferigen Leinpfad herantretenden Häuser und Gartenmauer-Anlagen des Dorfes Güls begrenzt

Digitized by Google

wird. Die auf beiden Ufern vorhandenen Leinpfade (auf dem rechten Ufer dient die genannte Provinzialstrafse dazu) mufsten unter die Brücke hindurchgeführt werden.

Die Höhenlage der Brücken-Fahrbahn war durch den Umstand bestimmt, dafs die Bahn im Dorfe Güls nahe der Brücke mehrere Strafsen mittelst Ueberführungen zu überschreiten hat. Durch die für diese Strafsen erforderliche Minimalhöhe wurde die Höhenlage der Schienen-Oberkante auf ein gröfseres Maafs erhöht, als auf der Brücke andernfalls erforderlich gewesen sein würde. Aus diesem Umstande erwuchs der Vortheil einer bedeutenden Constructionshöhe, und ist deshalb sowohl aus constructiven Gründen, als auch aus ästhetischen Rücksichten eine Bogenconstruction gewählt worden.

Bei Festsetzung der Lichtweite und des Durchflufsprofils kamen wesentlich die etwa $4\frac{1}{2}$ km unterhalb der Brückenbaustelle gelegenen Moselbrücken bei Coblenz in Betracht. Die erste derselben, im Jahre 1858 im Zuge der linksrheinischen Eisenbahn erbaut, hat 4 mit geraden Eisenträgern überspannte Oeffnungen von je $41,_{48}$ m Lichtweite und 6 gewölbte, $15,_{69}$ m weite Oeffnungen, bietet also im Ganzen rund 260 m lichte Oeffnung dar. Die andere, die etwa 200 m unterhalb der Rheinischen Brücke gelegene alte massive Strafsenbrücke über die Mosel hat 13 gröfsere gewölbte Oeffnungen von $15,_{36}$ bis $20,_{3}$ m Weite, ferner 2 kleinere Oeffnungen am linken Ufer von $8,_{8}$ bezw. $4,_{7}$ m Weite, und im Ganzen ein lichtes Profil von $245,_{6}$ m.

Die neue Eisenbahnbrücke bei Güls zeigt — normal zum Stromstrich gemessen — 3 grofse mit eisernen Bögen überspannte Oeffnungen von je 64 m und auf jedem Ufer eine gewölbte Oeffnung von 17 m Weite, hat mithin eine Gesammtlichtweite von 226 m. Wenn dieses Maafs auch um 34 m kleiner, als bei der Rheinischen und um $19,_{6}$ m kleiner, als bei der alten Moselbrücke ist, so wurde dasselbe doch aus dem Grunde für völlig ausreichend erachtet, weil die neue Brücke gegen 11 Pfeiler der Rheinischen und 15 der alten massiven Moselbrücke nur 6 Pfeiler enthält; es wurde angenommen, dafs die durch die bedeutende Pfeilerzahl bei den beiden älteren Brücken bedingte gröfsere Contraction des Wassers den Vortheil der etwas gröfseren Lichtweite vollständig aufheben und dafs die Gesammtweite von 226 m um so mehr ausreichen würde, als die neue Brücke keine Aenderungen in der Strömungsrichtung des Wassers und in der Anlage der Ufer bedingt, sondern sich der vorhandenen Ausbildung des Flusses genau anschliefst. Die gemachten Voraussetzungen haben bei dem mit gewaltigem Eisgang verbundenen bedeutenden Hochwasser im Januar 1880 ihre volle Bestätigung gefunden.

Von den beiden genannten, bei Coblenz liegenden Moselbrücken hat die der Moselmündung zunächst gelegene massive Brücke das geringste Durchflufsprofil, bei dessen Berechnung der Wasserstand von 1845 zu Grunde zu legen ist. Dieses Profil von rund 1823 qm kommt bei dem Vergleich mit dem Durchflufsprofil der neuen Brücke allein als maafsgebend in Betracht. Bei der grofsen Anzahl der in den Flufs eingebauten Pfeiler der alten Brücke ist bei diesem Bauwerk indessen eine starke, deutlich wahrnehmbare Contraction vorhanden, die nicht vernachlässigt werden kann. Es erscheint eher zu hoch als zu niedrig gerechnet, wenn von dem gesammten Querschnitt etwa $\frac{3}{4}$ als wirklich nutzbare Durchflufsöffnung angenommen werden. Unter dieser Voraussetzung reducirt sich das lichte Profil auf 1367 qm. und das nutzbare Profil der neuen Brücke, welches unter Zugrundelegung des 1845er Hochwassers insgesammt rund 1557 qm beträgt, erscheint dem gegenüber um so mehr ausreichend, als der Rückstau des Rheinstromes an der neuen Brücke von verschwindendem Einflufs gegenüber der alten Brücke ist, welche nur etwa 800 m oberhalb der Mündung der Mosel in den Rhein liegt.

Für die Schifffahrt gestaltet sich die Höhenlage der eisernen Bögen sehr günstig; in der Mitte der Brückenöffnungen ist eine um $4,_{6}$ m gröfsere Lichthöhe vorhanden, als bei der Rheinischen Brücke, und nur unmittelbar an den Pfeilern gehen die Bögen um etwa 2 m unter die bei der letzteren Brücke vorhandene Höhe hinab. Die mittlere Oeffnung überspannt gleichzeitig die tiefste Stromrinne und wird für die Thalfahrt benutzt, während die Bergfahrt sich in der Regel durch die linksseitige Oeffnung und nur bei sehr hohen Wasserständen durch die rechtsuferige Oeffnung bewegt.

Durch die militärischerseits gestellten Forderungen, dafs auf dem rechtsuferigen Pfeiler Wachträume und eiserne Thorverschlüsse zum Absperren der Brücke vorgesehen werden sollten, wurde die Anlage von Thürmen erforderlich, deren Dimensionen jedoch auf die thunlichst geringsten Maafse beschränkt worden sind.

B. Bauausführung.

Das Flufsbett der Mosel an der Brückenbaustelle wird durch einen sehr fest gelagerten, mit groben Geschieben untermischten Kies gebildet, welcher den darunter liegenden Felsboden in einer durchschnittlichen Stärke von 2 bis 3 m bedeckt. Der Felsboden liegt jedoch in sehr verschiedener Höhe. Während er am rechten Ufer zu Tage tritt, so dafs der Landpfeiler direct auf demselben fundirt werden konnte, fällt er nach dem linken Ufer hin mehr und mehr ab; nahe dem linken Ufer wurde er bei einer Bohrtiefe von etwa 10 m unter der Flufssohle nicht mehr gefunden. Die Stärke der Kieslage über dem Felsen betrug bei dem ersten — rechtsseitigen — Strompfeiler etwa $1,_{3}$ m, bei dem zweiten, dem linksseitigen 4 m. Hiernach mufste beim Fundiren der rechtsuferigen Hälfte der Brücke — der Widerlagspfeiler, des Landpfeilers und des ersten Strompfeilers — bis auf den Felsboden hinab gegangen werden, während die Pfeiler der linksuferigen Brückenhälfte auf Kiesboden stehen. Bei dem linksuferigen Strompfeiler ist der Felsboden unter dem Betonfundament des Pfeilers noch mit einer nahezu 3 m starken Kiesschicht bedeckt.

Hiernach war eine Fundirung der Pfeiler auf Beton angezeigt, welche sich verhältnifsmäfsig einfach und fast genau analog der Fundirung der Pfeiler der Rheinbrücke bei Coblenz gestaltete, auf welche bezüglich der einzelnen Arbeiten verwiesen werden mag. Dieselbe ist auf Blatt 53 dargestellt. Bei der Fundirung des rechtsuferigen Strompfeilers mufsten wegen der hohen Lage des Felsens Senkgerüste zu Hilfe genommen werden, während der linksuferige Strompfeiler und ebenso der Landpfeiler am linken Ufer in der üblichen Weise fundirt werden konnte. Die zur Verwendung gekommenen Materialien entsprechen den bei der Rheinbrücke benutzten: Beton aus Kleinschlag und Kies,

Digitized by Google

Flufssand, westfälischem Wasserkalk und Plaidter Trafs; Niedermendinger Basaltlava zu den Pfeilervorköpfen bis auf Hochwasserhöhe, sowie zu den Widerlagern der Bogenträger; rother Sandstein aus der bayerischen Pfalz zu den Vorköpfen über Hochwasser, zu den Gesimsen der Fluthöffnungen und zu den Gesimsen und Eckverkleidungen der Thürme; Thonschiefer- und Grauwacken-Bruchsteine zum Kernmauerwerk der Pfeiler; Ziegelsteine zu den Gewölben; Kohlensandstein von der Ruhr zur Verblendung des Bruchsteinmauerwerks, soweit solches nicht mit Werksteinen bekleidet wurde.

Zu dem Mörtel wurde ausschliefslich westfälischer Wasserkalk benutzt, welcher bei den Bauwerkstheilen unter Hochwasser und bei den Gewölben mit Trafs gemischt wurde. Die Verwendung von Cement beschränkte sich auf den Mörtel zum Fugen, zum Hintergiefsen der Widerlagsplatten und dergl. Die Materialien waren im Allgemeinen etwas theurer, als an der Rheinbrücke, weil die Kosten des Mehrtransports von Coblenz bis Güls auf dem Wasserwege bezw. Landwege hinzutraten.

Die Bereitung des Betons erfolgte in gleicher Weise wie an der Rheinbrücke mittelst einer Betontrommel, die von einer 6pferdigen Locomobile getrieben wurde. Letztere trieb aufserdem noch eine Mörtelmaschine nebst Pumpe. Die Beton- und Mörtelbereitungsanstalt (vgl. Bl. L im Text) war unmittelbar am linken Moselufer auf hochwasserfreiem Plateau angelegt, so dafs der fertige Beton etc. durch Rinnen direct in die am Ufer liegenden Nachen fliefsen konnte. Der Transport aus den Nachen in den Betontrichter geschah durch Schiebkarren, welche auf den an der Pfeilerrüstung liegenden Nachen beladen und auf Karrbahnen, die an den Rüstungen in einfachster Weise ausgekragt waren, auf das Arbeitsplateau bezw. in den Trichter hinauftransportirt wurden. Die Nachen konnten in Folge der bei den niedrigen Wasserständen meist geringen Strömung ohne Zuhülfenahme von Maschinen-Zugkraft durch Schiffsstaken zwischen Ufer und Pfeilerrüstung bewegt werden. Der Beton zu dem Landpfeiler am linken Ufer wurde von der Betontrommel direct zu dem Trichter verkarrt. Bezüglich der Betonversenkung, der Trichterconstruction u. s. w. wird auf die betreffenden Erläuterungen auf Seite 96 verwiesen und nur bemerkt, dafs der untere Theil des $0_{,7}$ à $0_{,2}$ m weiten Trichters in einer Höhe von 3 m sich nach unten hin um etwa $0_{,10}$ m erweiterte, um ein leichteres Ablaufen des Betons zu erreichen und ein Festsetzen desselben zu verhindern. Zu gleichem Zweck wurden die Nietköpfe innerhalb des Trichters sämmtlich versenkt, so dafs die Wände im Innern durchaus glatt waren. Diese Maafsregeln haben sich als sehr praktisch bewährt, und hat sich auch die mehrfach ausgesprochene Befürchtung, dafs die Qualität des Betons durch die Erweiterung des Trichters leiden möchte, weil beim Nachrutschen der Massen nahe den unteren Rändern hohle Stellen zwischen Beton und Trichterwänden entstehen könnten, in welche das Wasser alsdann eintreten und den Beton auswaschen würde, nicht bestätigt.

C. Montirung der Eisenconstruction.

Der eiserne Ueberbau der Moselbrücke ist wie derjenige der Rheinbrücke von der „Gutehoffnungshütte" in Oberhausen II geliefert und aufgestellt worden. Die Montirung erfolgte gleichfalls auf festen Gerüsten, welche neben den Pfeilern auf den noch vorhandenen Fundirungsgerüsten (Blatt 53), im Uebrigen auf eingerammten Pfählen, — in der rechtsuferigen Oeffnung, wo die Kiesschicht über dem Felsen nur $0_{,5}$ bis $1_{,0}$ m stark war, auf besonderen Senkgerüsten — ruhten. Wie aus Blatt 55 ersichtlich, stehen die Enden der eisernen Bögen auf den Widerlagsplatten stumpf auf, weshalb die Montirung bei dem Mangel einer jeden Regulirvorrichtung an den Widerlagern mit der peinlichsten Genauigkeit vorgenommen werden mufste. Der Gang der Operationen zum richtigen Verlegen des eisernen Ueberbaues, sowie zum Anbringen und Befestigen der Widerlagsplatten war in Kürze Folgender:

Nachdem die Eisenconstruction bis auf das mittlere Stück der oberen Gurtung zwischen den dem Knotenpunkt 0 zunächst liegenden Stöfsen, welches vorerst fortgelassen wurde (vgl. Blatt 55), vollständig fertig montirt war, wurden die Bogenträger, welche auf dem Montirungsgerüst auf Klotzlagern und Kopfwinden ruhten, genau eingerichtet, so dafs die obere Gurtung in richtiger Höhe horizontal lag. Dann wurden die Bogen-Widerlagsplatten an die Bogenenden angepafst und fixirt und hierauf die Bögen mittelst der Kopfwinden gleichmäfsig angehoben, so dafs zwischen jedem Bogenende und der Widerlagsplatte ein Zwischenraum von etwa 25 mm entstand. Nunmehr wurden die Widerlagsplatten aus der zuerst fixirten Lage um je 8 mm (normal zur Lage der Platte gemessen) in horizontaler Richtung gegen einander verschoben (wodurch sich mit Berücksichtigung einer später zwischen Bogenende und Platte gelegten 3 mm starken Kupferplatte eine Verkürzung der Spannweite von 24 mm ergab), und in dieser definitiven Lage wurden die Platten festgehalten und mit Cement hintergossen. Der Zwischenraum zwischen den Bogenenden und Platten betrug somit noch je 17 mm, und konnten sich die Bogenträger der Temperaturzunahme entsprechend ausdehnen, ohne auf die Widerlagsplatten und den noch weichen Cement zu drücken. Es mag hier bemerkt werden, dafs sich das erwähnte Vorschieben der Platten um 8 mm absolut genau nicht erreichen liefs, weil die dabei erforderlichen Bewegungen nur durch Hebeeisen bewirkt werden konnten und die Platten mit Holzkeilen auf dem Mauerwerk festzustellen waren; die gröfste vorgekommene Differenz betrug jedoch nur $0_{,5}$ mm.

Die beschriebenen Operationen erfolgten bei der als Beispiel gewählten Oeffnung bei ziemlich trübem Wetter und einer wenig veränderlichen Temperatur von durchschnittlich + 15° C.

Nachdem dem Cement 8 Tage Zeit zum Erhärten gegeben worden, wurden die Bögen auf die Widerlagsplatten heruntergelassen, und es stellte sich als Resultat der Verkürzung der Spannweite eine Ueberhöhung der Bögen im Scheitel heraus, welche bei derselben Temperatur von + 15° C. rund 30 mm betrug.

Das zuerst fortgelassene Mittelstück der oberen Gurtung wurde erst nach Verlauf von einigen Tagen eingepafst, gebohrt und vernietet, nachdem die Bögen während dieser Zeit dem Einflusse des Eigengewichts überlassen gewesen waren.

Die Endauflager der oberen Gurtung und der mittleren Schienenträger (Blatt 55 u. 56) blieben während der oben beschriebenen Operationen gänzlich frei.

Digitized by Google

Mit Rücksicht auf das nicht unbedeutende Heben und Senken, welches an den Enden der oberen Gurtungen in Folge der Temperaturausdehnungen der langen Verticalen stattfindet, — Bewegungen, welche durch die Formveränderungen, die der Bogen unter dem Einflusse der Temperatur erleidet, noch unterstützt werden — wurde es für nöthig erachtet, die kurzen Schienen über den beiden Strompfeilern auf besonderen Schienenträgern zu lagern, welche zwischen den Enden der oberen Gurtungen eingehängt sind. Die Construction dieser Schienenträger und ihre Verbindung mit den oberen Gurtungen ist auf Blatt 56 detaillirt dargestellt.

Belastungsproben. Während der Belastungsproben lag auf der Moselbrücke nur das linksseitige (südliche) Geleis, und geschah die erste Befahrung durch den Zug, mit welchem am selbigen Tage auch Lahn- und Rheinbrücke auf dem linksseitigen Geleise belastet wurden. Die Maschinen schoben den Zug von Osten nach Westen und war also bei Stellung der Achse 1 auf 0 der Oeffnung I ein Theil der Wagen des Zuges bereits über den Strompfeiler I hinaus, was für die etwaige Beurtheilung der Durchbiegungsresultate zu beachten bleibt.

Es wurde bei jeder Stellung des Zuges durch 3 Instrumente beobachtet:

1) der Bogenscheitel des belasteten Brückenfeldes auf der Geleiseseite (Bogen zu Berg);
2) der Bogenscheitel des belasteten Brückenfeldes auf der geleisfreien Seite (Bogen zu Thal),

und zwar erfolgten die Beobachtungen von den entsprechenden Pfeilerköpfen des östlich vom belasteten Felde liegenden Pfeilers;

3) der Bogenscheitel des westlich zunächst liegenden Brückenfeldes auf der Geleiseseite.

Die Visirtafeln der ersten Oeffnung sind benannt B I, die der zweiten und dritten Oeffnung B II und B III und unterscheiden sich nach Berg- und Thalseite. — Die Distanz der Instrumente I, II und III von den beobachteten Tafeln betrug 35 m. Es bedingt bei dieser Entfernung die Verschiebung der Libellenmitte um x Striche bei den verschiedenen Instrumenten folgende Hebung resp. Senkung der Visur:

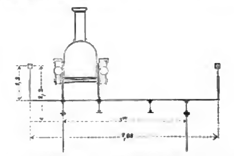
bei	Instrument I	Instrument II	Instrument III
Verschiebung —	mm	mm	mm
½ Strich	0,7	0,75	3,15
1 „	1,4	1,49	6,30
1½ „	2,0	2,23	9,00
2 „	2,6	2,97	11,60
2½ „	3,1	3,71	13,80
3 „	3,7	4,45	16,00
3½ „	4,3	5,19	Die Strichtheilung
4 „	4,8	5,94	d. Libelle war grofs,
4½ „	5,4	6,68	daher die Ablesung
5 „	6,0	7,42	ungenau.

Um bei den Ablesungen Irrthümer zu vermeiden, war das obere nach der Bahnaxe gekehrte Viertel der roth und schwarz karrirten Visirscheiben dunkel umrahmt.

Senkungen wurden positiv, Hebungen negativ, Seitenausbiegungen von der Bahnaxe weg positiv, nach der Bahnaxe hin negativ notirt.

Die Ergebnisse sind in der auf Seite 577/78 folgenden Tabelle eingetragen.

Danach haben die Durchbiegungen des Bogens an der Geleiseseite bei ruhender Last nicht mehr als 24 mm betragen, welche bei Bogen III beinahe erreicht wurden. Bei Belastung mit 4 schnellfahrenden Locomotiven sind bei Bogen II 30 mm beobachtet worden.



Die Beobachtungen der Seitenausbiegung geben nicht die Ausbiegung der Bogenscheitel, sondern die seitliche Ausbiegung der Tafeln, sie sind durch einseitige Belastung und die ungleichmäfsige Einsenkung der Bögen stark beeinflufst.

Beträgt die Differenz der Senkungen der Bogenscheitel zu Berg und zu Thal Δd, so wird die dadurch hervorgerufene seitliche Ausbiegung der Tafel am Geleise

$$= \frac{2{,}3}{5} \Delta d = 0{,}46 \, \Delta d.$$

Ein Theil dieser Gröfse wird durch die Aufbiegung des Consols bei Belastung des Querträgers wieder aufgehoben, so dafs ohne genauere Rechnung die Beobachtungen keinen Schlufs auf wirkliche seitliche Bewegungen des Bogenscheitels zulassen.

Bei Beobachtung 7 ist $\Delta d = 22{,}4 - 4 = 18{,}4$, die Ausbiegung $= 10$, also $= 0{,}54 \, d$, so dafs für die wirkliche Ausbiegung etwa $0{,}08 \, \Delta d$, also $1{,}5$ mm übrig bleiben.

Wegen des bedeutenden Umfanges der auszuführenden Rechnungen ist nicht versucht worden, die Uebereinstimmung der beobachteten Durchbiegungen mit den aus der Rechnung sich ergebenden nachzuweisen.

Zur Vergleichung möge hier angeführt werden, dafs wenn die Last des Zuges als gleichmäfsig vertheilte Last von 3 t pro m allein auf die untere parabolische Gurtung wirkte, der Bogen eine Spannung von durchschnittlich $\frac{290}{2{,}2} \cdot 3 =$ rot. 400 kg pro qcm anshalten würde (ohne Eigengewicht, cfr. Einwirkung des Eigengewichts) und dafs diese Last für den Bogenscheitel eine Senkung von

$$s = \frac{3}{4} \frac{\delta l^2}{f} \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f^2}{l}\right)\right]$$

bewirken würde (cfr. Ritter, Dach- und Brückenconstruction §. 45).

Es wird hier $\delta = \frac{0{,}400}{2000}$; $l = 32{,}8$; $f = 7$; daher

$$s = \frac{3}{4} \frac{0{,}4 \cdot 32{,}8^2}{2000 \cdot 7} \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{7{,}00^2}{32{,}8}\right)\right]$$

$$= \frac{322}{14000} \cdot 1{,}0304 = 0{,}0237,$$

oder rot. 24 mm, was beinahe genau mit den Beobachtungen stimmt.

D. Baukosten.

Die Gesammt-Baukosten der Moselbrücke einschliefslich der zur Correction der Flufssohle an der Brückenbaustelle erforderlichen Baggerarbeiten belaufen sich auf rt. 695000 ℳ.

Digitized by Google

Moselbrücke der Staatsbahn bei Güls.

Beton- und Mörtelbereitungs-Anstalt

Digitized by Google

Lde. Nr. d. Operat.	Belastungsart angegeben durch die Stellung der ersten Lastachse	Anvisirte Tafel	Die Libelle steht vorn (nach d. Tafel zu) auf Strich	Die Libelle steht hinten auf Strich	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm	Anvisirte Tafel	Die Libelle steht vorn auf Strich	Die Libelle steht hinten auf Strich	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm	Anvisirte Tafel	Die Libelle steht vorn auf Strich	Die Libelle steht hinten auf Strich	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm
	Beobachtendes Instrument		Instrum. I a. d. östl. Landpf. zu Berg					Instr. II auf d. östl. Landpf. zu Thal					Instrum. III auf Strompf. I zu Berg			
1	Zugspitze in 0 I . . .	B 1	15 Abweichung + 1 Strich	17	+17 + 4 +18,4	+ 8	B 1	13	13	+ 3	− 8	B II	10,5 + ½ Strich	11,5	+ 3 + 3,1 + 6,1	− 8
2	„ „ ¼ I . . .	B I	16 + ½ Strich	17	+22 0,7 22,7	+10	B 1	13,5 − ½ Strich	12,5	+ 3 − 0,75 + 2,25	−10	B II	11	11	+ 8 + 8	− 7
3	„ „ ½ I . . .	B I	16,5 16,5	16,5 16,5	+13 13 0	+ 8 + 2	B 1	13,5 − ½ Strich	12,5	+ 2 + 0,75 + 1,25	− 8	B II	12,5 − 1,5 Strich	9,5	+19 − 9 Corr. +10	− 4
4	„ „ ¾ I . . .	B 1					B I	13	13	0	− 1	B II	12 − 1 Strich	10	+22 − 6,3 + 15,7	− 3
	Zug fährt nach O. hin ab															
5	Oeffnung I leer . . .	B 1	14 + 2,5 Strich	19	− 2 + 3,1 + 1,1	+ 3	B 1	13	13	0	0	B II	11,5 − ½ Strich	10,5	+ 4 − 3,1 + 0,9	− 7
			Instrument I auf Strompf. I zu Berg					Instrument II auf Strompf. I zu Thal					Instrum. III auf Strompf. II zu Berg			
6	Zugspitze in 0 II . . .	B II	17,5 − 1 Strich	15,5	+19 − 1,4 17,6	+ 6	B II	14 − 1 Strich	12	+ 5 − 1,5 + 3,5	− 5	B III	10 + 1 Strich	12	− 5 + 6,3 + 1,3	0
7	„ „ ¼ II . .	B II	18,5 − 2 Strich	14,5	+25 − 2,6 22,4	+10	B II	15 − 2 Strich	11	+ 7 − 3 + 4	− 8	B III	10 + 1 Strich	12	0 + 6,3 + 6,3	+ 2
8	„ „ ½ II . .	B II	18,5 − 2 Strich	14,5	+16 − 2,6 +13,4	+ 8	B II	15 − 2 Strich	11	+ 3 − 3 0	− 4	B III	10,5 + ½ Strich	11,5	+11 + 3,1 +14,1	+ 4
9	„ „ ¾ II . .	B II	18 − 1,5 Strich	15	+ 1 − 2 − 1	2	B II	14 − 1 Strich	12	0 − 1,5 − 1,5	− 2	B III	11	11	+17 +17	+ 4
	Zug fährt nach W. hin ab															
10	Oeffnung II leer . . .	B II	18 − 1,5 Strich	15	+ 1 − 2 − 1	?	B II	13,5 − ½ Strich	12,5	0 − 0,75 − 0,75	0	B III	11	11	0	− 1
			Instrum. III auf Strompf. II zu Berg					Instrum. II auf Strompf. II zu Thal					Instrum. I auf Strompf. I zu Berg			
11	Zugspitze in ¼ III . .	B III	11 11,5	11 10,5	+ 3 +17 − 3,1 +13,9	0 + 4	B III	13	13	0	0	B II	16,5	16,5	—	—
12	„ „ ½ III . .	B III	− ½ Strich 12	10	+30 − 6,3 +23,7	+ 9	B III	15 − 2 Strich	11	+ 5 − 3 + 2	− 5	B II	16,5	16,5	—	—
13	„ „ ¾ III . .	B III	− 1 Strich 12	10	+26 − 6,3	+ 7	B III	16 − 3 Strich	10	+ 8 − 4,45 + 3,55	− 9	B II	16,5	16,5	+ 1	—
14	„ „ 0 III . .	B III	− 1 Strich		+19,7		B III	16 − 3 Strich	10	+ 8 − 4,45 + 3,55	− 7	B II	16,6	16,5	+ 1	—
	Zug fährt nach W. ab						Oeffn. leer	13	13	0	0					
15	Schnellfahrt d. Zuges über die ganze Brücke	B III	12 − 1 Strich	10	+30 − 6,3 +23,7	+ 9	B III	12,5 + ½ Strich	13,5	+ 9 + 0,75 + 9,75	− 8	B II			+20	+ 6
16	Schnellf. mit 4 Locomot. von Ost nach West . . .	B III	12 − 1 Strich	10	+32 − 6,3 +25,7	+ 9	B III	14 − 1 Strich	12	+15 − 1,5 13,5	−10	B II			+25	+15
17	Schnellf. do. v. W. nach O.	B III	12 − 1 Strich	10	+32 − 6,3 +25,7	+ 8		13	13	+12 +12	−10 bis −12	B II			+28	+12*
18	Schnellf. von O. nach W.											B II	15 + 1,5 Strich	18	+26 + 2 +28	+12
19	Schnellf. von W. nach O.											B II	15 + 1,5 Strich	18	+28 + 2 +30	+12*

*) Bogen III hob sich um 3 mm.

Mit der Bauausführung konnte erst im April 1877 begonnen werden, doch gelang es, die Arbeiten so zu beschleunigen, daſs die Brücke einschlieſslich des eisernen Ueberbaues bereits Ende September 1878 bis auf geringfügige Arbeiten, als Geländer u. dgl., fertiggestellt war und Anfangs October mit Zügen (Arbeitszügen) befahren werden konnte.

E. Statische Berechnung der Pfeiler und des Gewölbes.

(Hierzu Zeichnungen auf Blatt L im Text.)

I. Strompfeiler.

Das specifische Gewicht der aus Bruchstein-Mauerwerk mit Betonfundamenten bestehenden Pfeiler beträgt durchschnittlich $2_{,3}$.

Digitized by Google

Die mobile Last oberhalb der Pfeiler wird durch eine gleichmäfsig vertheilte Mehrhöhe von $0_{,6}$ m repräsentirt.

Die Berechnung erfolgt pro 1 m Tiefe der $8_{,1}$ m breiten Fahrbahn und zwar in einem Längenschnitt parallel zur Bahnmittellinie. Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe wird auf die Fahrbahnbreite von $8_{,1}$ m gleichmäfsig vertheilt gedacht. Dasselbe beträgt nach specieller Berechnung für einen Pfeiler von der Fundamentsohle bis zur Oberkante des Bauwerks rund 1350 t, so dafs pro 1 m ein Vorkopfgewicht wirkt von

$$G = \frac{1350}{8_{,1}} = \text{rot. } 167 \text{ t.*)}$$

Für die Berechnung des durch die beiden Bogenträger des eisernen Ueberbaues verursachten Horizontal- und Verticaldrucks ist die mobile Last $\pi = 4_{,4}$ t pro lfd. m Bogenträger bezw. Geleis angenommen, während das Eigengewicht p nach der wirklichen Ausführung, einschliefslich Geländer, Bogenbelag u. s. w., $2_{,0}$ t (genau $1_{,971}$ t) beträgt.

Die Spannweite für die Eisenconstruction ist $65_{,6}$ m, die Bohlenhöhe rund $7_{,4}$ m. Alsdann ist pro Bogenträger

die Horizontalkraft

$$Hp = \frac{2_{,0} \cdot 65_{,6}^2}{7_{,4} \cdot 8} = 145 \text{ t}$$

$$Hp + \pi = \frac{6_{,4} \cdot 65_{,6}^2}{7_{,4} \cdot 8} = 465 \text{ t}$$

die Verticalkraft

$$Vp = \frac{65_{,6}}{2} \cdot 2_{,0} = 65_{,6} \text{ t}$$

$$Vp + \pi = \frac{65_{,6}}{2} \cdot 6_{,4} = 210_{,0} \text{ t.}$$

Demnach beträgt pro 1 m Tiefe der halben Fahrbahnbreite

1. $Hp = \frac{145}{4_{,05}} = 35_{,8}$ t

2. $Hp + \pi = \frac{465}{4_{,05}} = 115_{,0}$ t

3. $Vp = \frac{65_{,6}}{4_{,05}} = 16_{,2}$ t

4. $Vp + \pi = \frac{210}{4_{,05}} = 51_{,8}$ t.

Im Nachstehenenden wird die **Maximalbeanspruchung des Baugrundes** in der Fundamentsohle für folgende 3 Fälle untersucht:

a) Beide Oeffnungen sind belastet;
b) die rechtsseitige Oeffnung ist belastet, die linksseitige unbelastet;
c) die rechtsseitige Eisenconstruction fehlt, die linksseitige ist unbelastet —

und für den hieraus ersichtlichen ungünstigsten Belastungsfall wird festgestellt:

d) die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatz.

a. Beide Oeffnungen sind belastet.

Mit Berücksichtigung des oben berechneten Vorkopfgewichts G und der Verticalkräfte $Vp + \pi$ beträgt der Druck auf die Fundamentsohle (vgl. Fig. 1 auf Bl. L):

$$R = 4_{,5} \cdot 8_{,2} \cdot 2_{,3} + \frac{5_{,4} + 6_{,05}}{2} \cdot 6_{,7} \cdot 2_{,3} + 7 \cdot 1_{,5} \cdot 2_{,3} + 10_{,48} \cdot 2_{,5} \cdot 2_{,3} + 167_{,0} + 2 \cdot 51_{,8}$$

$$= 84_{,8} + 88_{,1} + 24_{,2} + 61_{,1} + 167_{,0} + 103_{,6}$$

$$R = 528_{,8} \text{ t.}$$

Dieser pro 1 m Tiefe der $8_{,1}$ m breiten Fahrbahn berechnete Druck vertheilt sich in dem rot. $19_{,3}$ m ausgedehnten Fundament auf einen Streifen, dessen Tiefe $= \frac{19_{,3}}{8_{,1}}$. Demnach ist der aus obigem Gewicht sich ergebende Druck pro Quadrateinheit mit dem Coefficienten $\frac{8_{,1}}{19_{,3}} = 0_{,42}$ zu multipliciren, und es ergiebt sich in der gleichmäfsig belasteten Fundamentsohle eine Beanspruchung

$$K = 0_{,42} \cdot \frac{528_{,8}}{10_{,46}} = 20_{,8} \text{ t pro qm} = 2_{,1} \text{ kg pro qcm.}$$

*) Sämmtliche Ausrechnungen sind mit dem Rechenschieber ausgeführt.

b. Die rechtsseitige Oeffnung ist belastet, die linksseitige unbelastet.

Der Druck auf den Baugrund beträgt:

$$R = 84_{,8} + 88_{,1} + 24_{,2} + 61_{,1} + 167_{,0} + 16_{,2} + 51_{,8} = 493_{,2} \text{ t.}$$

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Axe des Pfeilers ergiebt sich aus nachstehender Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt O als Drehpunkt.

$$Rx - (115_{,0} - 35_{,8}) \cdot 10_{,2} + (51_{,8} - 16_{,2}) \cdot 2_{,45} = 0,$$

woraus

$$x = \frac{808 - 87}{493_{,2}} = 1_{,46} \text{ m,}$$

und der Abstand von der äufseren Fundamentkante ist:

$$a = 5_{,33} - 1_{,46} = 3_{,87} \text{ m.}$$

Die Vertheilung des Druckes erfolgt nach einem Trapez, dessen Inhalt gleich der Kraft R ist, welche durch den Schwerpunkt des Trapezes geht.

Bezeichnet man die Beanspruchung in den Kanten pro Quadrateinheit mit K_{max} und K_{min}, den Abstand des Durchgangspunktes der Druckmittellinien von der meist beanspruchten Kante (bezw. den Abstand des Schwerpunktes) mit a und die Breite der gedrückten Fläche mit b, so ist (vgl. Fig. a)

$$a = \frac{b}{3} \cdot \frac{K_{max} + 2 K_{min}}{K_{max} + K_{min}};$$

ferner

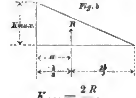
$$R = \frac{K_{max} + K_{min}}{2} \cdot b.$$

Die Auflösung dieser Gleichung nach den Unbekannten K_{max} und K_{min} ergiebt

5) $$K_{max} = \frac{2R}{b}\left(2 - 3\frac{a}{b}\right),$$

6) $$K_{min} = \frac{2R}{b} - K_{max}.$$

Für $a = \frac{b}{3}$ vertheilt sich der Druck nach einem Dreieck (Figur b); es wird $K_{min} = 0$ und



7) $$K_{max} = \frac{2R}{b}.$$

Im vorliegenden Falle ist mit Berücksichtigung des Coefficienten $0_{,42}$ nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 0_{,42} \frac{2 \cdot 493_{,2}}{10_{,46}}\left(2 - 3 \cdot \frac{3_{,87}}{10_{,46}}\right) = 35_{,9} \text{ t pro qm}$$

$$= 3_{,6} \text{ kg pro qcm.}$$

$$K_{min} = 35 \text{ t pro qm} = 0_{,3} \text{ kg pro qcm.}$$

Digitized by Google

c. Die rechtsseitige Eisenconstruction fehlt, die linksseitige ist unbelastet.

Die Durchführung einer der vorigen analogen Berechnung ergiebt den Druck auf den Baugrund

$$R = 441,_4 \text{ t.}$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinien von der Pfeileraxe ist

$$x = 0,_{74} \text{ m},$$

daher der Abstand

$$a = 5,_{33} - 0,_{74} = 4,_{59} \text{ m}$$

und es wird mit Berücksichtigung des Coefficienten $0,_{43}$ die Beanspruchung in den Kanten nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 24,_7 \text{ t pro qm} = 2,_5 \text{ kg pro qcm},$$
$$K_{min} = 10,_1 \text{ t pro qm} = 1,_0 \text{ kg pro qcm}.$$

d. Die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatz

wird, wie sich aus den vorhergehenden Untersuchungen ergiebt, für den unter 6) vorausgesetzten Belastungsfall am ungünstigsten, wenn nämlich die rechtsseitige Oeffnung voll belastet, die linksseitige unbelastet ist. Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe über dem oberen Fundamentabsatz beträgt nach specieller Berechnung 560 t oder pro 1 m Tiefe der $8,_1$ m breiten Fahrbahn rot.

$$G = \frac{560}{8,_1} = 69,_1 \text{ t.}$$

Führt man die Berechnung analog der unter b. enthaltenen durch, so ergiebt sich für den vorliegenden Fall der Druck auf den oberen Absatz (vgl. Figur 1 Blatt L)

$$R = 310 \text{ t.}$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Pfeileraxe ist

$$x = 1,_{30} \text{ m und der Abstand}$$
$$a = 3,_{03} - 1,_{30} = 1,_{73} \text{ m.}$$

An der Uebertragung des Druckes participiren die beiderseitigen Vorköpfe, welche um $\frac{6,_{05}}{2} =$ rot. 3 m über die $8,_1$ m breite Fahrbahn vorspringen.

Die Länge l_0 desjenigen Rechtecks, welche für die mit Halbkreisen versehene Fläche substituirt werden kann, ergiebt sich aus der Gleichstellung der Trägheitsmomente der betreffenden Flächen. Es soll also sein (vgl. Fig. 2 auf Bl. L)

$$\frac{l_0 (2r)^3}{12} = \frac{l(2r)^3}{12} + \frac{\pi r^4}{4}, \text{ woraus nahezu}$$

8) $$l_0 = l + 1,_{18} r = l + 0,_{18} r + 0,_6 r,$$

d. h. bei Berechnung der Druckvertheilung durch die halbkreisförmigen Vorköpfe kann für jeden Halbkreis ein Rechteck substituirt werden, dessen Breite $2r$ und dessen Länge $0,_6 r$ ist.

Demnach ist der aus obiger Berechnung (pro 1 m Tiefe der $8,_1$ m breiten Fahrbahn) resultirende Druck pro Quadrateinheit zu multipliciren mit dem Coefficienten

$$\frac{8,_1}{8,_1 + 2 \cdot 0,_6 \cdot 3} = \frac{8,_1}{11,_7} = 0,_{69},$$

und es ergiebt sich somit nach Gleichung 7)

$$K_{max} = 0,_{69} \cdot \frac{2 \cdot 3,_{10}}{3 \cdot 1,_{73}} = 82,_3 \text{ t pro qm} = 8,_2 \text{ kg pro qcm.}$$

II. Gewölbe.

Die Form des Gewölbes in dem Längenschnitt parallel zur Bahnmittellinie ist elliptisch; dieselbe wird jedoch wegen der sehr geringen Abweichung vom Kreisbogen bei der Berechnung als Kreisbogen behandelt (vgl. Fig. 4 und 7 auf Blatt L).

Das specifische Gewicht des oberhalb der gewölbten Oeffnung vorhandenen Materials (Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk und Hinterfüllungsmaterial) beträgt durchschnittlich $1,_7$. — Die mobile Last wird, wie bei den Pfeilern und Widerlagern durch eine Mehrhöhe von $0,_6$ m repräsentirt.

Die Spannweite, in der Bahnaxe gemessen, ist	$W =$	$17,_{26}$ m
Pfeilhöhe	$f =$	$4,_{80}$ "
Radius	$r =$	$16,_{16}$ "
Radius für die Mitte des Gewölbes . . .	$\varrho =$	$10,_{55}$ "
Gewölbestärke	$e =$	$0,_{77}$ m
Abdeckschichten	$=$	$0,_{13}$ "
Kiesschüttung bis $S. U. K$	$=$	$0,_{60}$ "
	Sa.	$1,_{50}$ m
Lasthöhe im Scheitel (ausschl. der mobilen Last		$1,_{50}$ m
Lasthöhe (einschl. der mobilen Last)		$2,_{10}$ "

Der Horizontalschub pro 1 m Tiefe bei voller Belastung beider Gewölbehälften ist nahezu

9) $$H = \varrho \cdot z_0 \cdot \gamma = 10,_{55} \cdot 2,_1 \cdot 1,_7 = 37,_7 \text{ t.}$$

Die Beanspruchung des Materials im Scheitel ist demnach in diesem Falle

$$K = \frac{37,_7}{0,_{77}} = 48,_8 \text{ t pro qm} = 4,_9 \text{ kg pro qcm.}$$

Das Gewölbe ist nach den Widerlagern hin der Zunahme der Tangentialkraft entsprechend verstärkt und diese Verstärkung mit Rücksicht auf die praktische Ausführung in Absätzen hergestellt worden.

Fehlt die mobile Last, so ist der Horizontalschub

10) $$H_1 = 10,_{55} \cdot 1,_5 \cdot 1,_7 = 26,_9 \text{ t und es wird}$$

$$K = \frac{26,_9}{0,_{77}} = 35 \text{ t pro qm} = 3,_5 \text{ kg pro qm.}$$

Ist nur die eine Gewölbehälfte voll belastet, so wird der Horizontalschub nahezu

11) $$H_2 = 10,_{55} \cdot \frac{2,_1 + 1,_5}{2} \cdot 1,_{70} = 32,_3 \text{ t.}$$

Untersucht man die Anstrengung des Materials für diesen Fall der schiefen Belastung nach der von J. W. Schwedler für flache Gewölbe angegebenen Methode (Zeitschrift für Bauwesen, 1868, S. 468), so ergiebt sich, daſs die Maximalanstrengung des Materials im Scheitel sich zusammensetzt aus der Beanspruchung durch den hierbei enstehenden Horizontalschub H_2 und aus der Beanspruchung durch das Biegungsmoment $M = q \frac{w^2}{64}$, worin w die Spannweite $= 17,_{26}$ m und q die mobile Last pro qm ist; hier also

$$q = 1 \cdot 1 \cdot 0,_6 \cdot 1,_7 = \text{rot. } 1 \text{ t.}$$

Demnach ist die Maximalanstrengung

Fig. e.

$$K_{max} = \frac{H_2}{0,_{77}} + \frac{M}{\frac{J}{a}}.$$

Es ist $$M = q \frac{w^2}{64} = \frac{1 \cdot 17,_{26}{}^2}{64} = 4,_{65} \text{ Metertonnen,}$$

$$\frac{J}{a} = \frac{1 \cdot e^2}{6} = \frac{0,_{77}{}^2}{6} = \frac{0,_{5929}}{6} = \text{rot. } 0,_1.$$

Daher ist

$$K_{max} = \frac{33,_2}{0,_{77}} + \frac{4,_{65}}{0,_1} = 43,_1 + 46,_5 = 89,_6 \text{ t pro qm}$$
$$= 9,_0 \text{ kg pro qcm.}$$

Digitized by Google

Diese für den ungünstigsten Belastungsfall eintretende Maximalpressung erscheint bei dem zur Verwendung gekommenen Ziegelmaterial zulässig.

Die Ausführung des Gewölbes ist in gutem Trafsmörtel erfolgt.

III. Westlicher Landpfeiler.

Das specifische Gewicht des Landpfeilers von der Fundamentsohle bis zur Schienen-Unterkante beträgt nach Verhältnifs der vorhandenen Materialien (Beton, Bruchsteinmauerwerk und Hinterfüllungsmaterial) im Durchschnitt $2,_{2}$.

Es soll der Maximaldruck auf den Baugrund für folgende Belastungsfälle untersucht werden.

a) Gewölbe und Eisenconstruction sind belastet,

b) Gewölbe unbelastet, Eisenconstruction belastet,

c) Gewölbe unbelastet, Eisenconstruction fehlt.

Alsdann ist für den hieraus ersichtlichen ungünstigsten Belastungsfall die Maximalbeanspruchung des Mauerwerks in dem meist gefährdeten Querschnitt, im obersten Fundamentabsatz festzustellen.

Die Berechnung erfolgt pro 1 m Tiefe des $8,_{1}$ m breiten Gewölbes.

Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe beträgt nach specieller Ermittelung 1500 t, so dafs pro 1 m Tiefe ein Vorkopfgewicht wirkt von

$$G = \frac{1500}{8,_{1}} = 185 \text{ t},$$

welches in der Mitte der Vorköpfe rot. $12,_{9}$ m von der Mittellinie des Gewölbes entfernt angreift.

Für die Berechnung ist die Form des Pfeilerquerschnitts auf ein entsprechendes Rechteck reducirt, dessen Breite rot. $8,_{0}$ m beträgt und dessen Schwerpunkt $12,_{2}$ m von der Gewölbeaxe entfernt ist.

Die aus dem eisernen Ueberbau resultirenden Horizontal- und Verticalkräfte sind in den Gleichungen 1) bis 4) angegeben.

a. Gewölbe und Eisenconstruction sind belastet.

Der Druck in der Fundamentsohle beträgt (vgl. Fig. 3 auf Blatt I.)

$$R = 8,_{63} \cdot 2,_{1} \cdot 1,_{2} + \frac{8,_{63} \cdot 4,_{8}}{3} \cdot 1,_{7} + 8 \cdot 18,_{1} \cdot 2,_{3} + 185,_{0} + 51,_{8}$$
$$= 30,_{8} + 23,_{5} + 333,_{0} + 185,_{0} + 51,_{8} = 624,_{1} \text{ t}.$$

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Gewölbeaxe ergiebt sich aus folgender Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt 0 als Drehpunkt:

$$37,_{7} \cdot 16,_{4} + 30,_{8} \cdot 4,_{32} + 23,_{5} \cdot 6 + 333 \cdot 12,_{2}$$
$$+ 185 \cdot 12,_{8} + 51,_{8} \cdot 15,_{9} - 115 \cdot 9,_{4} - Rx = 0,$$

woraus

$$x = \frac{7082}{624,_{1}} = 11,_{35} \text{ m}.$$

Der Abstand von der inneren Fundamentkante ist hiernach:

$$a = 11,_{35} - 7,_{13} = 4,_{22} \text{ m}.$$

Die Ausdehnung des Fundaments in der Tiefe beträgt $17,_{3}$ m, so dafs der aus obiger Berechnung resultirende Druck pro Quadrateinheit mit dem Coefficienten $\frac{8,_{1}}{17,_{3}} =$ rot. $0,_{47}$ zu multipliciren ist. Mit Berücksichtigung dieses Coefficienten ist nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 0,_{47} \cdot \frac{2 \cdot 624,_{1}}{9,_{44}}\left(2 - 3\frac{4,_{22}}{9,_{44}}\right) = 41,_{0} \text{ t pro qm}$$
$$= 4,_{1} \text{ kg pro qcm}.$$

$$K_{min} = 0,_{47} \cdot \frac{2 \cdot 624,_{1}}{9,_{44}} - 41,_{0} = 21,_{1} \text{ t pro qm}$$
$$= 2,_{1} \text{ kg pro qcm}.$$

b. Das Gewölbe ist unbelastet, die Eisenconstruction einschl. Pfeiler belastet.

Die Durchführung einer der vorigen analogen Berechnung ergiebt für diesen Belastungsfall den Druck auf die Fundamentsohle (vgl. Fig. 3 auf Blatt I.)

$$R = 615,_{3} \text{ t}.$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druck-Mittellinie vom Punkte 0

$x = 11,_{16}$, woraus der Abstand

$$a = 11,_{16} - 7,_{13} = 4,_{03} \text{ m}.$$

Alsdann ergiebt sich die Beanspruchung in den Fundamentkanten mit Berücksichtigung des obigen Coefficienten $0,_{47}$ nach Gleichung 5) und 6)

$K_{max} = 44,_{1}$ t pro qm $= 4,_{4}$ kg pro qcm.

$K_{min} = 17,_{2}$ t pro qm $= 1,_{2}$ kg pro qcm.

c. Das Gewölbe ist unbelastet, die Eisenconstruction fehlt.

Das Gewicht des Pfeilers ist ohne mobile Last einzuführen. Alsdann ist der Druck auf den Baugrund

$$R = 552,_{5} \text{ t}$$

und die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinie

$$x = 12,_{64} \text{ m}.$$

Der Abstand von der äufseren Fundamentkante ist

$$a = 16,_{57} - 12,_{64} = 3,_{93} \text{ m}.$$

Demnach wird die Beanspruchung in den Kanten unter Berücksichtigung des Coefficienten $0,_{47}$ nach Gleichung 5) und 6)

$K_{max} = 41,_{2}$ t pro qm $= 4,_{1}$ kg pro qcm.

$K_{min} = 13,_{9}$ t pro qm $= 1,_{4}$ kg pro qcm.

d. Die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatze

wird für den unter b. vorausgesetzten Belastungsfall am ungünstigsten, wenn nämlich das Gewölbe unbelastet, die Eisenconstruction nebst Pfeiler dagegen voll belastet ist.

Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe oberhalb dieses Absatzes (Ordinate $+ 3,_{5}$) beträgt nach Berechnung 648 t oder pro 1 m Tiefe des $8,_{1}$ m breiten Gewölbes

$$G = \frac{648}{8,_{1}} = 80 \text{ t}$$

welche in einem Abstand $= 12,_{9}$ m von der Gewölbeaxe angreifen.

Die Form des Pfeilers ist auf ein Rechteck von der Breite $7,_{2}$ m reducirt und dessen Gewicht pro 1 m Tiefe (vgl. Fig. 4 auf Blatt I.) ist $7,_{2} \cdot 12,_{7} \cdot 2,_{3} = 210$ t.

Der Druck auf den Fundamentabsatz beträgt nach ausgeführter Rechnung $R = 387,_{2}$ t.

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie ist $x = 11,_{60}$ m und der Abstand

$$a = 11,_{60} - 8,_{63} \text{ m} = 2,_{97} \text{ m}.$$

An der Uebertragung des Drucks participiren die beiden Vorköpfe, welche nahezu um $3,_{84}$ m über die $8,_{1}$ m breite Fahrbahn vorspringen. Dieselben nehmen jedoch nicht

Digitized by Google

die ganze Pfeilerbreite ein, sondern treten an der meist beanspruchten Kante um ca. $0,_{9}$ m zurück.

Es sollen deshalb der Berechnung des für die Halbkreise zu substituirenden Rechtecks solche Halbkreise zu Grunde gelegt werden, welche um $0,_{9}$ m von den Kanten der Pfeiler zurücktreten und symmetrisch zur Pfeileraxe liegen. Der Radius derselben ist rot. 3 m.

Alsdann ergiebt sich die Länge l_0 desjenigen Rechtecks, welches für die mit Vorköpfen versehene Fläche substituirt werden kann, aus der Gleichstellung der Trägheitsmomente für die bezüglichen Flächen.

Es mufs sein (vgl. Fig. 5 auf Blatt L)

$$l_0 \cdot \frac{7,_{7}{}^3}{12} = l \cdot \frac{7,_{7}{}^3}{12} + \frac{\pi r^4}{4}, \text{ woraus}$$

$$12) \qquad l_0 = l + 1,_{67} = 8,_{1} + 1,_{67} = 9,_{77} \text{ m.}$$

Demnach ist die aus obiger Rechnung resultirende Beanspruchung K pro Quadrateinheit zu multipliciren mit dem Coefficienten $\frac{8,_{1}}{9,_{77}} = 0,_{83}$, und es ergiebt sich mit Bezug hierauf nach den Gleichungen 5) und 6)

$$K_{max} = 70,_{3} \text{ t pro qm} = 7,_{0} \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 13,_{9} \text{ t pro qm} = 1,_{4} \text{ kg pro qcm.}$$

IV. Westlicher Widerlagspfeiler.

Das specifische Gewicht des Widerlags-Pfeilers incl. der über demselben vorhandenen Schüttung beträgt nach Verhältnifs der betreffenden Materialmassen durchschnittlich $2,_{0}$.

1) **Die Stärke des Widerlagers in Kämpferhöhe** bestimmt sich aus der Bedingung, dafs ein Abschieben der auf dieser Schicht lastenden Mauerwerksmasse G durch die Horizontalkraft H_0 nicht stattfinden darf. Die Gefahr ist am gröfsten bei noch ziemlich frischem Zustande des Mörtels nach dem Ausrüsten des Gewölbes.

Bezeichnet μ den Reibungscoefficienten in der Kämpferfuge, so ist $\mu = \frac{\text{Horizontalschub}}{\text{Gewicht des Mauerkörpers}}$

Es ist aber (vgl. Fig. 7 auf Blatt L)

$H_3 = 10,_{55} \cdot 0,_{9} \cdot 1,_{7} = 16,_{1}$ t. Ferner ist rund

$$G = \frac{3,_{5} + 3,_{0}}{2} \cdot 2,_{5} \cdot 2,_{3} + \frac{2,_{5} + 0,_{9}}{2} \cdot 9 \cdot 1,_{7} = 44,_{6} \text{ t.}$$

Hiernach ergiebt sich $\mu = \frac{16,_{1}}{44,_{6}} = 0,_{36}$.

Somit ist die Widerlagsstärke in der Kämpferhöhe mit $3,_{5}$ m ausreichend bemessen.

2) **Der Druck auf den Baugrund** soll für drei Fälle untersucht werden:

a. Gewölbe und Damm sind voll belastet.

Nach ausgeführter Rechnung ist mit Bezug auf Fig. 6 auf Blatt L der Druck auf den Baugrund $R = 216$ t.

Die Erddrucke E_1 und E_2 sind

$$E_1 = \frac{h^2}{8} \gamma_2 = \frac{14,_{7}{}^2}{8} \cdot 1,_{85} = 50,_{0} \text{ t}$$

$$E_2 = \frac{4,_{5}{}^2}{8} \cdot 1,_{85} = 4,_{7} \text{ t.}$$

Unter Berücksichtigung dieser und der übrigen wirkenden (in der Fig. 6 bezeichneten) Kräfte ergiebt sich die Entfernung des Durchgangspunktes der Druck-Mittellinie von der Gewölbeaxe $x = 10,_{75}$ m.

Der Abstand von der äufseren Fundamentkante beträgt

$$a = 13,_{63} - 10,_{75} = \text{rot. } 2,_{9} \text{ m.}$$

Die untere Fundamentbreite ist nun $= 2 \cdot 2,_{9}$ m $= 5,_{8}$ m gemacht, so dafs bei gleichmäfsiger voller Belastung der Brücke der Druck auf den Baugrund sich gleichmäfsig vertheilt. Der letztere ist demnach

$$K = \frac{227}{5,_{8}} = 39,_{1} \text{ t pro qm} = 3,_{9} \text{ kg pro qcm.}$$

b. Ist das Gewölbe unbelastet und der Damm belastet,

so werden die Drucke in den Kanten der Fundamentsohle gemäfs der ausgeführten Berechnung

$$K_{max} = 4,_{0} \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 2,_{2} \text{ kg pro qcm.}$$

c. Ist dagegen das Gewölbe belastet und der Damm unbelastet,

so wird

$$K_{max} = 4,_{5} \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 2,_{7} \text{ kg pro qcm.}$$

3) **Die Beanspruchung des Materials in dem Fundamentabsatze** auf Ordinate $+ 2,_{9}$ wird am gröfsten, wenn das Gewölbe unbelastet, der Damm nebst Widerlagspfeiler dagegen belastet ist. Dann ist nach ausgeführter Berechnung (vgl. Fig. 8 auf Blatt L) $R = 179,_{5}$ t.

Sieht man von dem geringfügigen Erddruck E_2 ab, so ergiebt sich die Entfernung der Druckmittellinie von der Gewölbeaxe zu rot. $x = 10,_{2}$ m

und der Abstand von der innern Kante

$$a = 10,_{20} - 8,_{43} = 1,_{77} \text{ m.}$$

Die Beanspruchung des Materials in den Kanten ist nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 66,_{6} \text{ t pro qm} = 6,_{7} \text{ kg pro qcm,}$$
$$K_{min} = 8,_{3} \text{ t pro qm} = 0,_{8} \text{ kg pro qcm.}$$

(Schlufs folgt im Jahrg. 1882.)

Digitized by Google

Inhalt des einunddreifsigsten Jahrgangs.

I. Amtliche Bekanntmachungen.

II. Bauwissenschaftliche Mittheilungen.

A. Landbau.

B. Wasser-, Maschinen-, Wege- und Eisenbahnbau.

Digitized by Google

REESE LIBRARY OF THE UNIVERSITY CALIFORNIA.

Digitized by Google

Halle a. S., Buchdruckerei des Waisenhauses.

Digitized by Google

Digitized by Google

14 DAY USE
RETURN TO DESK FROM WHICH BORROWED

LOAN DEPT.

This book is due on the last date stamped below, or
on the date to which renewed.
Renewed books are subject to immediate recall.

18Apr'65LL

REC'D LD

APR 9 '65-11 AM

FEB 22 1966 0 8

REC'D LD

FEB 18 '66 -12 AM

REC'D LD

MAR 18 1968

LD 21A-60m-3,'65
(F2336s10)476B

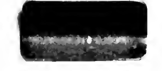
General Library
University of California
Berkeley

Digitized by

H 01641

NA3
Z38
v. 31

THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA LIBRARY



Digitized by Google



Digitized by Google